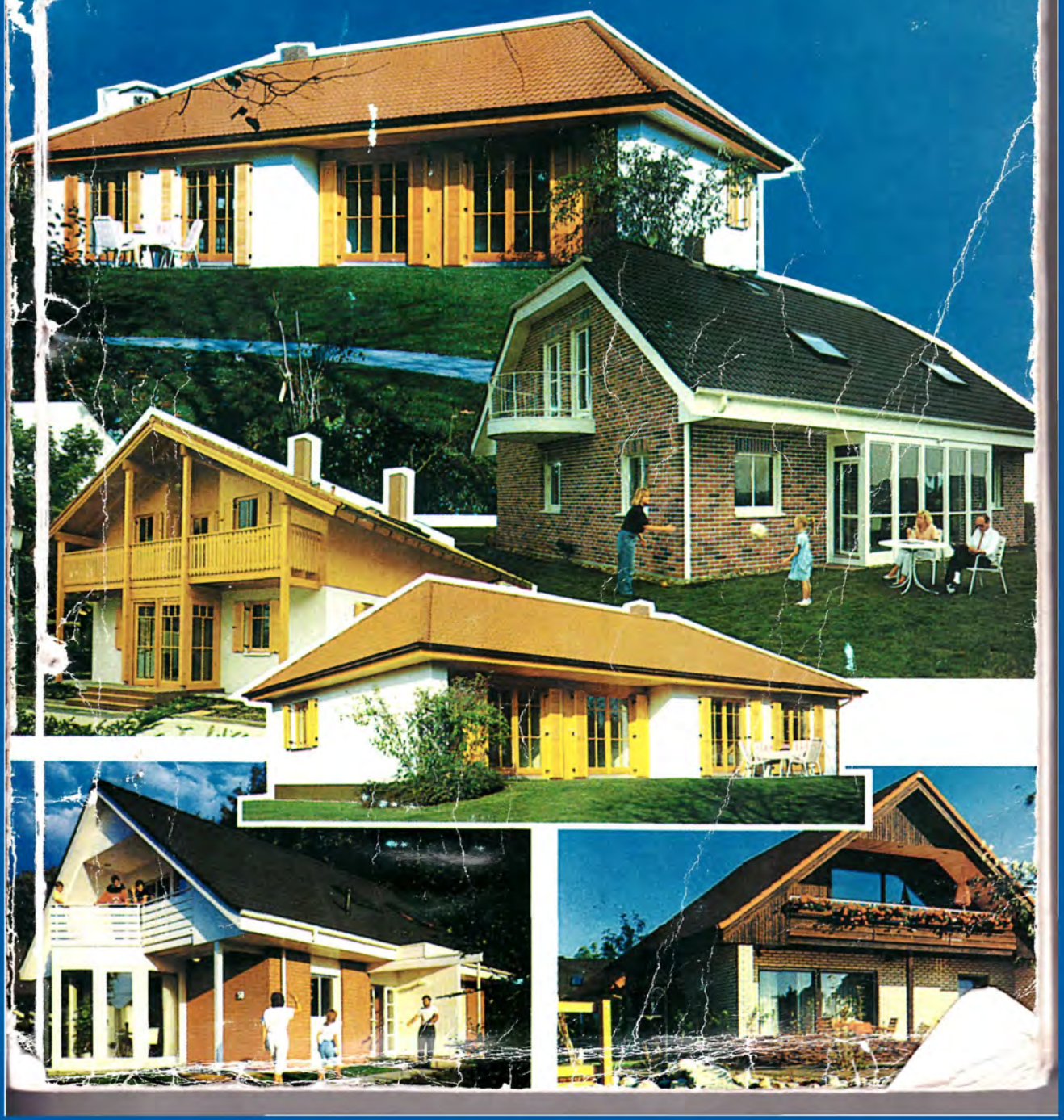
CONSTRUCȚII MODERNE DIN LEMN

DUMITRU MARUSCIAC



MODERN WOODEN CONSTRUCTIONS

In the context of the new international orientations concerning the use of wood in constructions at the making of certain elements and structures of modern resistance, especially those made out of lamellate glued wood, simple or reinforced, the paper „Modern Wooden Constructions" shows a major practical interest, both from a theoretical point of view and for its multiple applications of technical and constructive matter.

After a short presentation of the history, of the advantages and disadvantages of the buildings made out of wood, physical – mechanical characteristics of wood and of the new products based on wood are presented as well as the bases regarding the planning and the calculation of elements with simple and composed sections, the elaboration and the calculation of joining, the behaviour and the calculation of lamellate glued wood elements. Further on, prefabricated houses and wooden frameworks and resistance structures are presented, insisting on the efficient wood and metal structures and on simple and reinforced lamellate glued wood.

The paper was elaborated on the basis of a rich bibliography of the results of research and experience in the wood constructions field, inside and outside the country, some of the author's own research being mentioned too. The paper contains as well numerous figures and a comprehensive graphic and illustrative material rich in sketches, solutions and details concerning the building of the elements and the structures of resistance made out of wood.

Prof.dr.ing. **DUMITRU MARUSCIAC**

CONSTRUCȚII MODERNE DIN LEMN

INVENTAR nr. 902233

EDITURA TEHNICĂ
București - 1997

Copyright © 1997 Editura Tehnică

Adresa: EDITURA TEHINCĂ
Piaţa Presei Libere, 1
33 Bucureşti, România
Cod. 71 341

Redactor: ing. **Adina Negoiţă**
Tehnoredactor: **Nicoleta Negoiţă**
Coperta: **Simona Dumitrescu**
Procesare computerizată: **Editura SEMNE**
Imprimare: **Tipografia „SEMNE '94"**

Bun de tipar: 09.04.1997; Coli de tipar: 19
C. Z. 624.011.1
ISBN: 973-31-0924-X

PREFAȚĂ

Datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă lemnul din punct de vedere tehnic și constructiv, acesta a constituit în decursul timpurilor unul dintre principalele materiale de construcții, stând la baza realizării unor importante construcții civile și inginerești.

În prezent, lemnul lamelat încleiat, tratat împotriva focului și biodegradării, reprezintă unul dintre materialele de construcții moderne, utilizat pe scară tot mai mare la realizarea elementelor și structurilor de rezistență în domeniul construcțiilor civile, industriale și agricole.

În contextul noilor orientări pe plan mondial privind utilizarea lemnului în construcții la realizarea unor elemente și structuri de rezistență moderne, îndeosebi din lemn lamelat încleiat, obișnuit sau armat, lucrarea „CONSTRUCȚII MODERNE DIN LEMN" prezintă un interes practic major, atât din punct de vedere teoretic, cât și prin multiplele aplicații de ordin tehnic și constructiv.

După o scurtă prezentare a istoricului, avantajelor și dezavantajelor construcțiilor din lemn, sunt prezentate caracteristicile fizico-mecanice ale lemnului și produselor noi pe bază de lemn, bazele privind proiectarea și calculul elementelor cu secțiune simplă și compusă, alcătuirea și calculul îmbinărilor, comportarea și calculul elementelor din lemn lamelat încleiat. În continuare sunt prezentate case prefabricate și șarpante din lemn, structuri de rezistență din elemente plane și structuri spațiale, insistându-se asupra structurilor eficiente din lemn și metal, lemn lamelat încleiat obișnuit și armat.

Lucrarea a fost elaborată pe baza unei bogate bibliografii, a rezultatelor cercetării și experienței în domeniul construcțiilor de lemn din țară și străinătate, fiind menționate și unele rezultate ale cercetărilor proprii ale autorului. Ea conține de asemenea numeroase tabele și un cuprinzător material grafic și ilustrativ, bogat în schițe, soluții și detalii privind realizarea elementelor și structurilor de rezistență din lemn.

Prin conținutul său, lucrarea, care sintetizează un bogat material documentar, reprezintă un îndreptar pentru inginerii constructori, specialiști din cercetare, proiectare și execuție. Totodată, lucrarea se adresează și studenților – ingineri de la secțiile de construcții civile, industriale și agricole, constituind un prețios material documentar pentru dezvoltarea concepției și spiritului practic al viitorului specialist în domeniul construcțiilor.

AUTORUL

CUPRINS

1. Introducere 11

1.1. Lemnul, produs al pădurii 11
1.2. Fondul forestier din România 12
1.3. Folosirea raţională şi valorificarea superioară a materialului lemnos în România 13
1.4. Scurt istoric al construcţiilor din lemn 13
1.5. Clasificarea construcţiilor din lemn 22
1.6. Avantajele şi dezavantajele construcţiilor din lemn 23
1.6.1. Avantajele construcţiilor din lemn 23
1.6.2. Dezavantajele construcţiilor din lemn 24

2. Materialele şi caracteristicile lor 25

2.1. Materialul lemnos folosit în construcţii 25
2.1.1. Structura lemnului 25
2.1.2. Clasificarea materialului lemnos 27
2.1.3. Defectele lemnului şi categorii de material lemnos pentru construcţii 29
2.1.4. Contragerea şi umflarea lemnului 30
2.1.5. Putrezirea lemnului şi măsuri de protecţie 32
2.1.6. Comportarea lemnului la foc şi măsurile de protecţie contra incendiului 34
2.2. Lemn încleiat 36
2.3. Produse noi pe bază de lemn folosite în construcţii 37
2.3.1. Placaj de construcţii 38
2.3.2. Plăci din aşchii de lemn (PAL) 40
2.3.3. Plăci din fibre de lemn (PFL) 41
2.3.4. Lemn stratificat 43

3. Proiectarea şi calculul elementelor de construcţii din lemn 45

3.1. Reguli generale 45
3.2. Proprietăţi mecanice ale lemnului. 47
3.2.1. Comportarea lemnului la diferite solicitări 48
3.2.2. Factori care influenţează comportarea lemnului la diferite solicitări 59
3.3. Calculul elementelor construcţiilor din lemn 63
3.3.1. Principii fundamentale de calcul 63
3.3.2. Caracteristici normate şi de calcul 65
3.4. Calculul elementelor din lemn cu secţiune simplă 72
3.4.1. Elemente solicitate la întindere axială 72
3.4.2. Elemente solicitate la compresiune axială 72
3.4.3. Elemente solicitate la încovoiere 77

3.4.4. Elemente solicitate la compresiune excentrică 83
3.5. Principalele tipuri de îmbinări folosite în construcţiile de lemn 83
3.5.1. Clasificarea îmbinărilor 83
3.5.2. Consideraţii generale privind comportarea, alcătuirea şi calculul îmbinărilor 85
3.5.3. Alcătuirea şi calculul îmbinărilor cu chertare 89
3.5.4. Alcătuirea şi calculul îmbinărilor cu pene 95
3.5.5. Alcătuirea şi calculul îmbinărilor cu tije 102
3.5.6. Îmbinări încleiate 111
3.5.7. Piese şi elemente metalice de îmbinare utilizate în construcţiile de lemn 132
3.6. Comportarea şi calculul elementelor din lemn cu secţiune compusă 135
3.6.1. Date generale 135
3.6.2. Grinzi cu secţiune compusă solicitate la încovoiere 138
3.6.3. Elemente cu secţiune compusă solicitate la compresiune axială 140
3.6.4. Elemente cu secţiune compusă solicitate la compresiune şi încovoiere 144
3.7. Comportarea şi calculul elementelor din lemn încleiat 144
3.7.1. Date generale 144
3.7.2. Factorii de influenţă 145

4. Case prefabricate şi şarpante din lemn 147

4.1. Elemente generale privind concepţia şi proiectarea clădirilor 147
4.2. Noţiuni privind proiectarea funcţională 148
4.3. Scheme şi tipuri de apartamente 149
4.4. Case prefabricate din lemn 150
4.4.1. Consideraţii generale 150
4.4.2. Tipuri constructive caracteristice 151
4.5. Şarpante din lemn 161
4.5.1. Consideraţii generale 161
4.5.2. Tipuri constructive şi elementele componente 162
4.5.3. Calculul elementelor şarpantei 166
4.5.4. Şarpante cu structura spaţială 169

5. Construcţii de lemn din elemente plane 173

5.1. Grinzi 173
5.1.1. Grinzi cu alcătuire simplă 173
5.1.2. Grinzi cu secţiune compusă 179
5.1.3. Grinzi cu inimă plină din scânduri încrucişate bătute în cuie 179
5.1.4. Grinzi încleiate 185
5.1.5. Grinzi armate, pretensionate 204
5.2. Grinzi cu zăbrele 214
5.2.1. Date generale 214
5.2.2. Ferme din scânduri 218
5.2.3. Ferme moderne din lemn şi metal 223
5.3. Cadre cu două şi trei articulaţii 239
5.3.1. Date generale 239
5.3.2. Sisteme tradiţionale 240
5.3.3. Sisteme moderne 246
5.3.4. Cadre cu zăbrele 258
5.4. Arce cu două şi trei articulaţii 259
5.4.1. Date genrale 259
5.4.2. Sisteme tradiţionale 259

5.4.3. Sisteme moderne din arce încleiate 264
5.5. Stabilitatea spațială a structurilor din elemente plane. Cotravântuiri 271

6. Structuri spațiale din lemn 275

6.1. Date generale 275
6.2. Clasificarea structurilor spațiale 276
6.3. Bolți-membrane 278
6.3.1. Bolți-membrane cilindrice 278
6.3.2. Bolți-membrane întretăiate 279
6.4. Suprafețe cutate 279
6.5. Bolți lamelare 280
6.5.1. Date de bază 280
6.5.2. Construcția bolților lamelare 282
6.5.3. Calculul static 295
6.5.4. Execuția bolților lamelare 298
6.6. Cupole din elemente plane 299
6.7. Cupole geodezice. Particularități constructive 301
Bibliografie 303

INTRODUCERE

1.1. LEMNUL, PRODUS AL PĂDURII

Pădurile constituie o uriaşă bogăţie, la fel de căutată şi de necesară ca şi alte surse de materii prime. Tulpinile şi coroanele arborilor constituie veritabile acumulatoare ale energiei solare şi magazii de preţioase substanţe organice. Începând cu celuloza şi alcoolul şi sfârşind cu răşinile şi catranul, pădurile ne dăruiesc prin lemn – produs şi prin cărbune – produs fosil al ţesuturilor lor – materii prime de o deosebită importanţă.

Lemnul a fost folosit din cele mai îndepărtate timpuri ale existenţei umane, împărţind cu piatra şi argila gloria de a fi prilejuit naşterea primelor unelte, a primelor locuinţe, a primelor mijloace de apărare ale omului. Atât de adânc se înrădăcinase lemnul în existenţa cotidiană a omului şi în treburile „cetăţii", încât putem vorbi de o civilizaţie a lemnului, care a premers metalelor şi betonului armat şi care a supravieţuit până în timpurile noastre, când nici masele plastice şi produsele de sinteză nu pot să-i ia locul.

Pătrunderea lemnului în existenţa omului constituie o istorie plină de neprevăzut a cunoaşterii naturii şi folosirii, întâi gospodăreşti şi apoi industriale, a acestei materii biologice, care a generat zeci de meşteşuguri, importante ramuri industriale şi arte cu semnificaţii adânci pentru viaţa spirituală, culturală şi economică a numeroaselor popoare.

Pentru refacerea lemnului forestier, pentru a asigura cantitatea necesară aprovizionării cu lemn a industriei şi a construcţiilor, în toate ţările se aplică o politică dinamică. Se depun eforturi pentru a creşte, prin toate mijloacele, volumul şi calitatea pădurilor, prin extinderea zonelor exploatate, ameliorarea speciilor şi reîmpădurirea terenurilor defrişate, cu specii repede crescătoare.

În acelaşi timp, evoluţia preţurilor materialelor naturale şi a produselor artificiale sau sintetice, la care asistăm, poate determina o întoarcere în favoarea lemnului. Un prim indiciu în acest sens îl constituie creşterea generală a consumului şi costului energiei şi în particular a produselor petroliere din care derivă majoritatea materialelor plastice. Cercetările actuale pe plan mondial şi rezultatele obţinute până acum îndreptăţesc ideea că lemnul va continua să se menţină printre materialele de

1.2. FONDUL FORESTIER DIN ROMÂNIA

Pădurile ţării noastre nu sunt repartizate uniform sub raport teritorial, datorită fie condiţiilor fizico-geografice, fie unor factori economico-sociali care au acţionat adesea anarhic în trecut. Zona pădurilor, situată la peste 700 m altitudine, deţine circa 60 % din fondul forestier, cea de pe deal (150–700 m altitudine) 29 %, iar zonei de câmpie (sub 150 m altitudine) îi revine doar 11 % din suprafaţa fondului forestier.

Pornind de la clasificarea făcută de fitogeograful P. Enculescu în anul 1924, unanim acceptată şi azi, în România există următoarele mari zone de vegetaţie:

– zona alpină (superioară şi inferioară);

– zona forestieră, cu trei subzone (subzona coniferelor, a fagului şi a stejarului);

– zona stepei, cu două subzone (subzona silvostepei cu păduri şi zona stepei propriu-zise, fără păduri).

În zona alpină, unde se manifestă condiţii aspre de climă, vegetaţia lemnoasă prezintă fenomene de nanism. Zona superioară este dominată de sălcii pitice (*Salix retusa, Salix reticulata*) şi azalee pitice (*Loiseleuria procumbes*), specii pionere succedate de tufe de ienupăr pitic (*Juniperus sibirica*). În zona inferioară apar jnepenişurile (*Pinus mugho*), smirdarul (*Rhododendron kotschii*) şi, pe alocuri, exemplare izolate de zâmbru (*Pinus cembra*).

Subzona coniferelor este ocupată în special de molidişuri care se întind sub formă de benzi în lungul întregului lanţ carpatic. Limita lor inferioară este de 900–1000 m altitudine în nordul ţării şi de 1 200–1-300 m în sud, datorită diferenţei de latitudine.

Subzona fagului este cea mai stratificată. Sub fâşia de molid este amplasată pădurea formată din amestecuri echilibrate de fag şi răşinoase. În solurile şi răriturile acestor păduri se instalează pâlcuri de pini şi arini albi, localizate mai ales pe văile râurilor. Urmează apoi făgete pure, compacte, care apar pe versanţii sudici ai Carpaţilor Meridionali. Limita lor inferioară coincide cu graniţa dintre munte şi deal (700 m). Sub fâşia făgetelor pure apar făgetele de deal, cu amestecuri (aşa-numitele păduri de „şleau"), situate de obicei între 400 şi 700 m, unde alături de fag cresc carpenul, ulmul, teiul, frasinul etc.

Subzona stejarului prezintă şi ea două fâşii. În partea superioară a subzonei, în atingere şi uneori în întrepătrundere cu făgetele de amestec, întâlnim gorunetele, a căror limită inferioară coboară până la 200 m în podişul Moldovei. Gorunetele cuprind numeroase asociaţii în care intră gorunul propriu-zis (*Quercus petraea*), gorunul balcanic (*Quercus dalechampii*), prezent doar în Dobrogea, stejarul pufos, cărpiniţa, mojdreanul, alunul turcesc etc.

Silvostepa se întinde sub fâşia gorunetelor. Pădurile propriu-zise de câmpie sunt formate din stejărete şi cereto-gârniţete, care cuprind în regiunile de „şleau" şi alte specii, ca: jugastrul, arţarul, teiul argintiu, precum şi un subarboret bogat. Luncile de câmpie cuprind întinse zăvoaie de sălcii şi plop.

Referitor la ponderea speciilor forestiere, după ultimele statistici, pe primul loc se situează fagul (31,76%), urmat îndeaproape de răşinoase (28,26%) şi alte foioase (20,39%), precum şi specii de stejar (19,59%). Până în anul 2000 sunt prevăzute măsuri de creştere a ponderii răşinoaselor până la 38%, de scădere a fagului până la 27,5% şi mai accentuată a celorlalte foioase (până la 14,4%).

1.3. FOLOSIREA RAŢIONALĂ ŞI VALORIFICAREA SUPERIOARĂ A MATERIALULUI LEMNOS ÎN ROMÂNIA

Folosirea cât mai eficientă a resurselor naturale ale ţării constituie unul din elementele esenţiale ale politicii de industrializare, având o deosebită însemnătate pentru dezvoltarea bazei tehnico-materiale din patria noastră.

După cel de-al doilea război mondial, industria lemnului s-a bucurat de o atenţie deosebită, creându-se condiţii pentru transformarea ei într-o industrie modernă, multilaterală şi complexă, corespunzătoare satisfacerii tuturor necesităţilor economice naţionale.

În dezvoltarea industriei lemnului, se deosebesc două etape principale:

– etapa 1948–1959, de comasare, reamplasare, reutilizare şi reprofilare a fabricilor existente, concomitent cu construirea unor unităţi pentru prelucrarea, în special, a lemnului de fag;

– etapa a doua, 1960–1965 (etapa saltului calitativ), de concentrare a producţiei în mari complexe de industrializare, care asigură o valorificare superioară, integrală şi complexă a masei lemnoase, pe baza celei mai avansate tehnici şi tehnologii.

Mijlocul principal pentru ridicarea industriei lemnului la nivelul cerinţelor impuse în cadrul ansamblului economiei naţionale l-a constituit prelucrarea lemnului în unităţi cu profil complex, care permit valorificarea cu un înalt randament şi cu o mare eficienţă economică a materialului lemnos. Asemenea unităţi complexe s-au realizat şi au intrat în funcţiune la Gălăuţaş, Râmnicu-Vâlcea, Bucureşti-Pipera, Tg.-Jiu, Gherla, Blaj, Brăila, Suceava, Piteşti, Comăneşti, Sighet, Bacău, Drobeta-Turnu-Severin etc.

În prezent, o atenţie sporită se acordă problemei legate de economisirea lemnului şi în special a cherestelei, prin reducerea consumurilor specifice şi folosirea pe scară tot mai largă a înlocuitorilor (plăci din particule aglomerate şi fibro-lemnoase, placaj etc.), precum şi prin folosirea de lemn încleiat, asigurându-se o utilizare raţională a lemnului plin, cât şi a celui de mici dimensiuni.

1.4. SCURT ISTORIC AL CONSTRUCŢIILOR DE LEMN

Istoricul dezvoltării construcţiilor de lemn, ca ramură a tehnicii construcţiilor,

dezvoltării producției și a modurilor de producție, care se succed de-a lungul veacurilor, respectiv de istoria dezvoltării forțelor de producție și a relațiilor de producție. De aici, necesitatea studiului dezvoltării istorice a construcțiilor de lemn de-a lungul diverselor orânduiri sociale.

În comuna primitivă, după cum rezultă din datele arheologice, lemnul s-a bucurat de o largă și variată întrebuințare. Acest lucru a fost condiționat în primul rând de faptul că lemnul avea o răspândire mare, rezistență ridicată, combinată cu o greutate specifică mică și o prelucrare ușoară. Astfel, concomitent cu folosirea lui pentru confecționarea armelor pentru vânat, a uneltelor de muncă și a obiectelor casnice, lemnul a avut o întrebuințare largă și la realizarea diferitelor construcții. Dezvoltarea slabă a forțelor de producție din epoca de piatră limita însă posibilitățile de prelucrare, condiționând astfel caracterul primitiv al construcțiilor din această epocă.

Apariția uneltelor de fier și a pieselor metalice de prindere, în ultima perioadă de existență a societății primitive, a ușurat tăierea pădurilor și a îmbunătățit prelucrarea lemnului, asigurând posibilitatea diversificării construcțiilor din lemn cioplit.

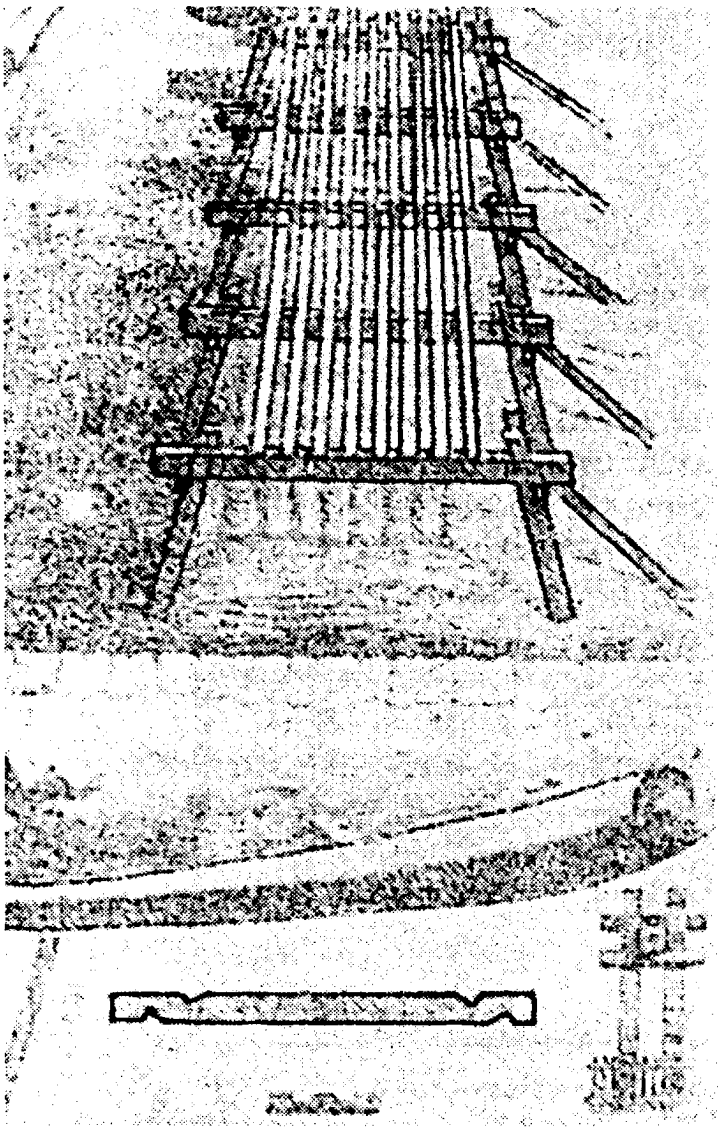


Fig. 1.1. Podul peste Rin, construit de armatele lui Cezar.

Cel mai mare progres în domeniul construcțiilor de lemn și în special în cel al podurilor, în timpul orânduirii sclavagiste, a fost realizat în Roma antică. Constructorii romani, posedând o serie de unelte de fier pentru dulgherie și tâmplărie, au reușit să realizeze îmbinări dintre cele mai perfecționate. Drept exemplu de construcții raționale de poduri executate de romani, din grinzi de lemn, pot servi: podul peste Rin (fig. 1.1), executat de armatele lui Cezar în secolul I î.H., în timpul războaielor purtate de acesta în Galia (construit în numai 10 zile, deși avea o lungime de 500 m) și podul peste Dunăre, cu lungime de 1070 m, executat în secolul al II-lea din era noastră, de cel mai mare constructor al antichității – Apolodor din Damasc – în vederea expediției în Dacia a împăratului roman Traian, în dreptul localității Drobeta-Turnu-Severin de astăzi (fig. 1.2.). Podul peste Dunăre se remarcă prin faptul că se folosesc pentru prima dată arce din lemn, rezemate pe pile din zidărie de piatră.

Constructorii romani din acea epocă au folosit lemnul și la realizarea acoperișurilor, adoptând soluții noi în construcțiile de lemn. Spre deosebire de constructorii din Egipt și Mesopotamia, care executau de preferință acoperișuri plane din grinzi (din lemn rotund sau cioplitură) așezate alăturat, și de constructorii din Grecia antică, care foloseau căpriori înclinați, romanii executau acoperișurile la clădiri cu o deschidere până la 23 m, cu ajutorul unor ferme triunghiulare, care se deosebesc puțin de contrucțiile moderne de azi.

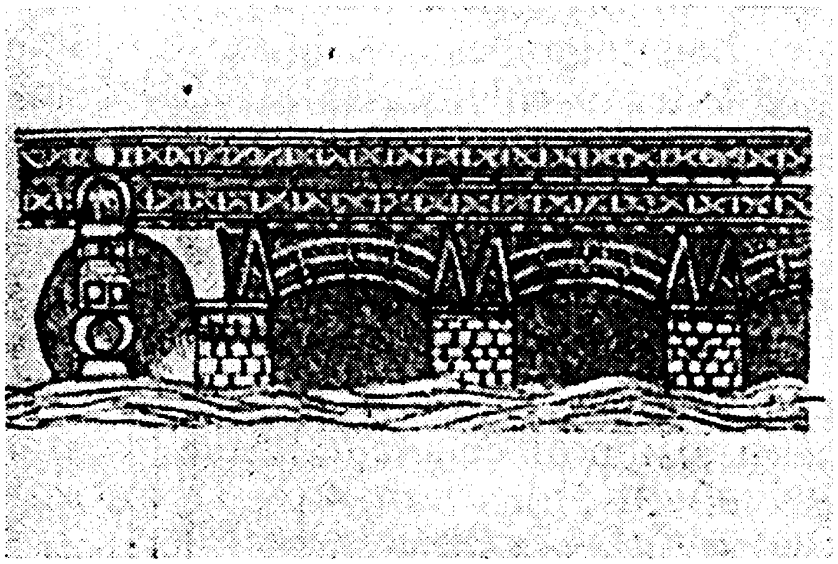
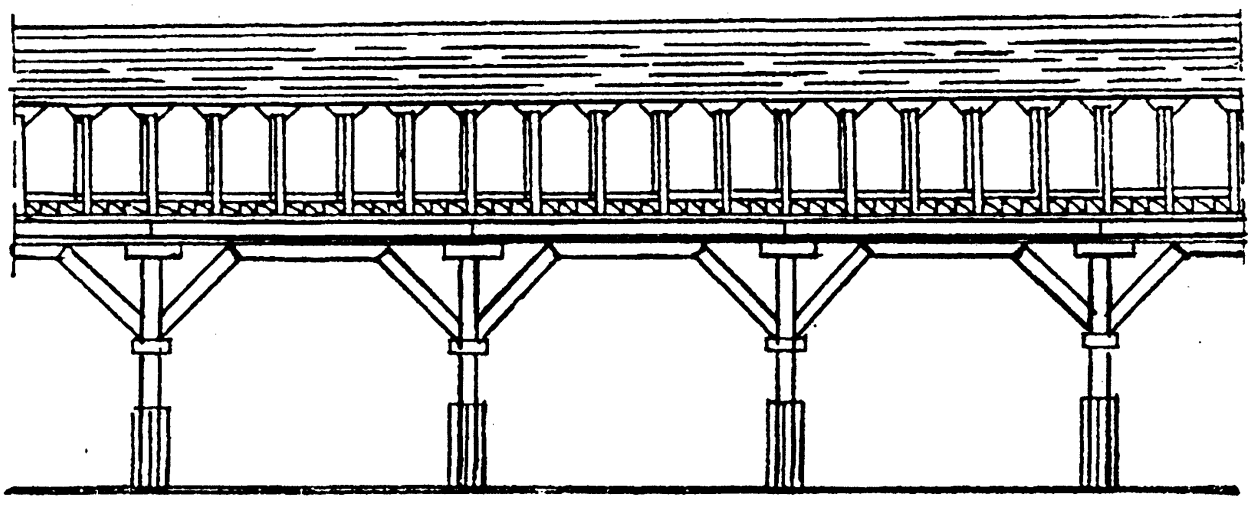


Fig. 1.2. Podul peste Dunăre din arce de lemn (reprezentat în basorelieful de pe columna lui Traian).

În feudalism, starea forțelor de producție a determinat caracterul meșteșugăresc al execuției construcțiilor din lemn. Și aici, cea mai mare parte din construcțiile de lemn erau executate din lemn rotund sau cioplitură, deoarece producția materialului ecarisat era insuficientă, având în același timp și un cost ridicat. Îmbinarea elementelor se făcea, în general, prin chertare, soluție indicată pentru materialul lemnos din bile și cioplitură.

Remarcabile sunt, din această epocă, soluțiile constructive propuse de arhitectul italian Palladio (1518–1580). Sistemele constructive din bare concepute de Palladio au constituit un pas important în dezvoltarea viitoare a construcțiilor din lemn. Se remarcă într-un mod deosebit sistemul constructiv de rezistență al podului din Bassano peste râul Brenta, cu 5 deschideri de 12 m, format din grinzi cu contrafișe (fig. 1.3), sistem eficient care este folosit și în prezent în construcțiile de lemn.

O contribuție deosebit de valoroasă la dezvoltarea tehnicii construcțiilor de lemn a adus-o D. I. Juravschi (1821–1891). Ca rezultat al cercetărilor sale teoretice și



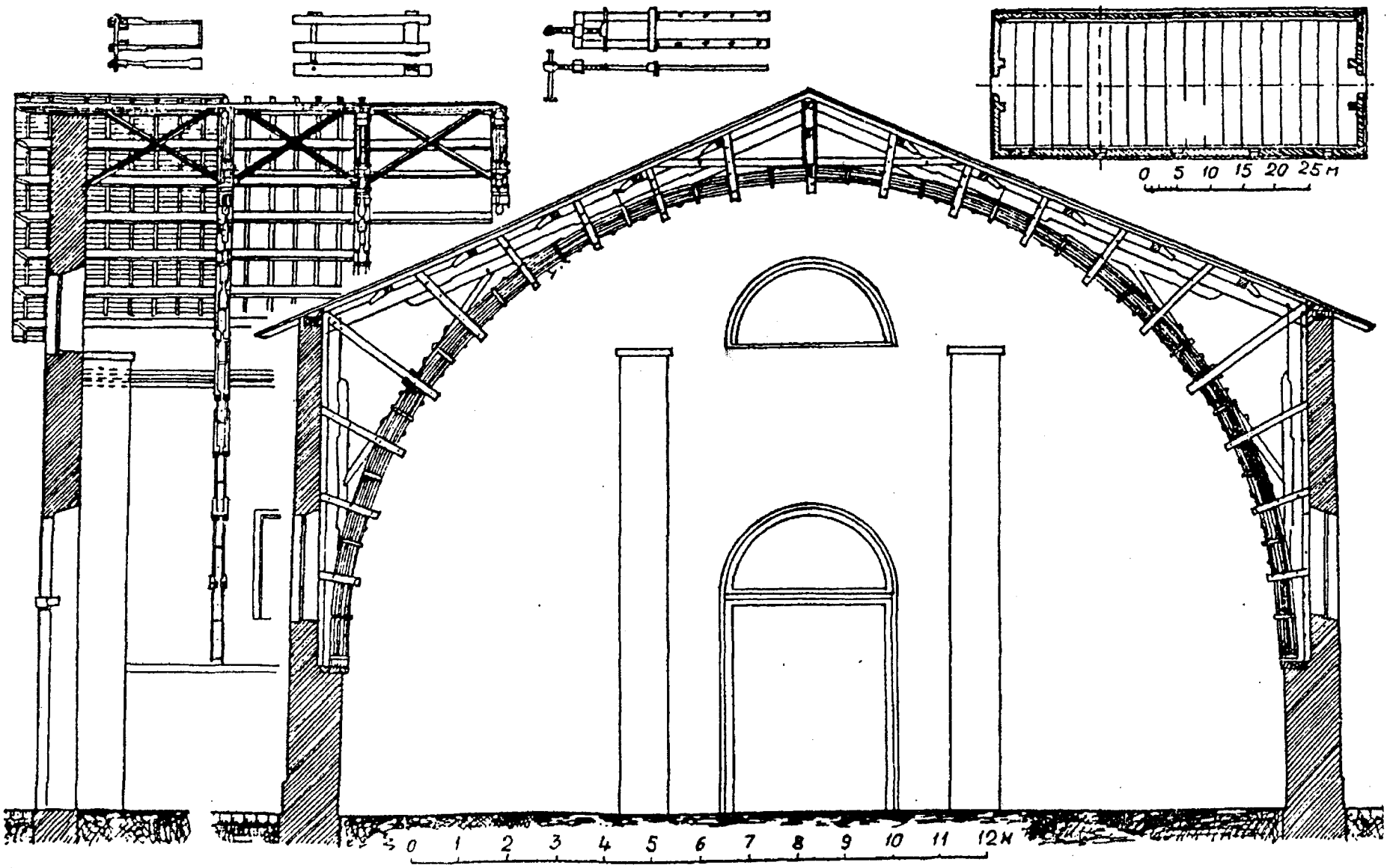


Fig. 1.4. Acoperișul unui depozit din arce din scânduri curbate de 20 m deschidere, executate de ing. Emi, în 1825 (Franța).

experimentale, Juravschi a creat teoria calculului grinzilor cu zăbrele, inclusiv a celor continue, a stabilit metoda de calcul pentru grinzi de lemn cu secțiune compusă, a ilustrat fenomenul necunoscut până atunci, al lunecării din încovoiere, deducând și formula pentru determinarea eforturilor unitare tangențiale la grinzi încovoiate.

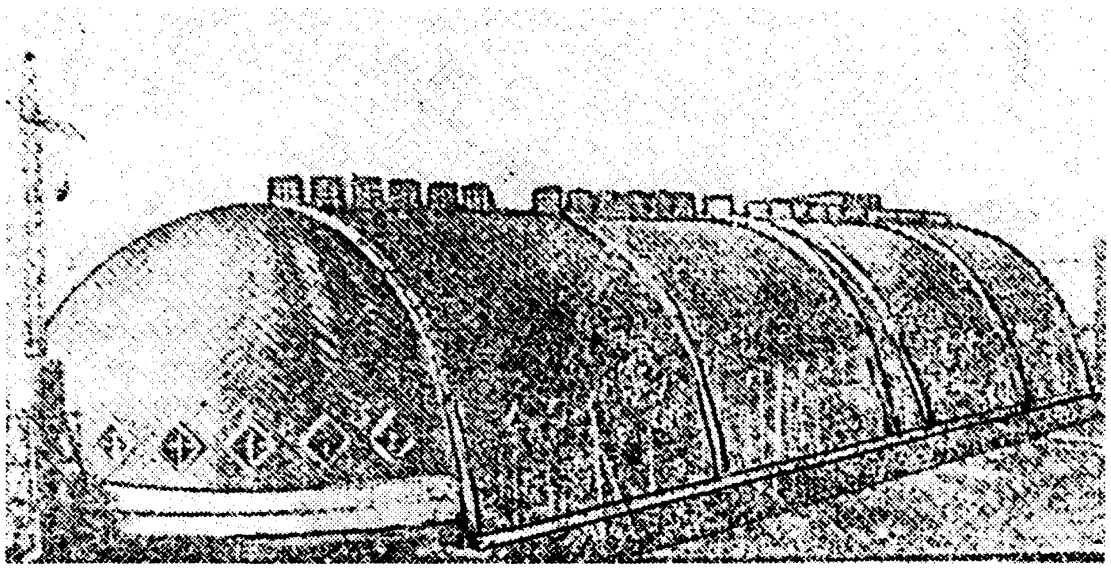
Perspectivele noi în dezvoltarea construcțiilor inginerești din această epocă se deschid prin folosirea metalului (mai ales la începutul secolului al XIX-lea), determinând astfel apariția unor sisteme mixte din lemn și metal, utilizate pe scară largă și în zilele noastre.

În capitalism, în locul atelierelor meșteșugărești și al întreprinderilor de manufactură din perioada feudală, au apărut fabrici și uzine uriașe, care printre altele au mărit posibilitatea prelucrării mecanice a lemnului. Astfel, apare posibilitatea procurării, la preț redus, a materialului lemnos și a executării diferitelor elemente de construcții din scânduri, dulapi cu îmbinări caracteristice (cuie, dornuri, buloane, pene inelare etc.).

Una dintre formele constructive specifice acestei perioade o constituie arcele realizate din scânduri așezate pe lat, îmbinate cu ajutorul buloanelor sau al dornurilor și strânse cu juguri metalice (fig. 1.4), realizate pentru prima dată de inginerul francez Emi (1825). Această soluție reprezintă un principiu nou pentru realizarea elementelor curbe cu secțiune compusă, stând la baza unei serii întregi de forme constructive raționale din lemn (moderne) și, mai ales, a celor încleiate care au apărut pentru prima dată la sfârșitul secolului al XIX-lea, în Germania.

Dezvoltarea rapidă a diferitelor științe (la sfârșitul secolului al XIX-lea și începutul secolului al XX-lea), ca tehnologia lemnului, rezistența materialelor, statica construcțiilor și teoria elasticității etc., a creat baza teoretică necesară dezvoltării metodelor de calcul al construcțiilor, în general, și al construcțiilor de lemn, în special.

Dezvoltarea puternică a comerțului, industriei și a orașelor din această perioadă, impune alt gen de construcții decât cel din epocile anterioare, bazate în mare parte pe sisteme și forme constructive noi, mai ușoare și economice. Astfel, spre sfârșitul secolului trecut, V.G. Suhov (1853–1939) a emis ideea unor construcții spațiale, care mai târziu și-au găsit o largă utilizare în Rusia, la realizarea acoperișurilor spațiale din lemn sub formă de membrane (fig. 1.5) și sisteme lamelare



(fig. 1.6). În același timp, în S.U.A. și în unele țări din apusul Europei, o largă răspândire au căpătat fermele îmbinate cu pene inelare, precum și construcțiile combinate din lemn și metal.

În căutarea unor posibilități de îmbinare și de ansamblare mai noi și mai sigure a pieselor de lemn, într-o serie de țări (Germania, S.U.A., Rusia etc.), în ultimul timp au fost inițiate cercetări în vederea elaborării rețetelor și tehnologiei de fabricație și de folosire a cleiurilor în construcții, rezistente la apă și la acțiunea microorganismelor. Rezultatele obținute au avut drept consecințe introducerea în practică a elementelor și structurilor din lemn încleiat. Totodată, în vederea prelungirii duratei de exploatare a construcțiilor din lemn, s-au efectuat studii și cercetări concretizate în monografii și normative, privind introducerea în construcții, pe scară largă, a unor măsuri constructive și chimice de protecție a lemnului împotriva putrezirii și incendiului.

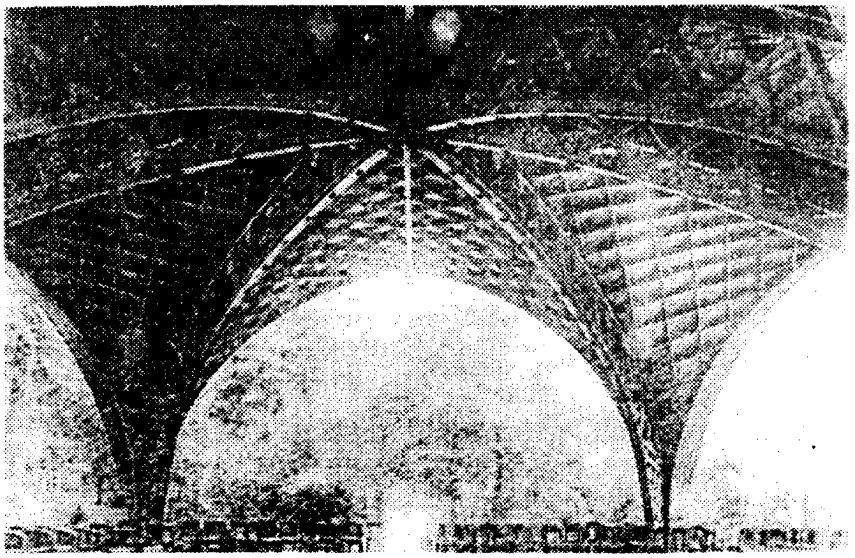


Fig. 1.6. Acoperișul unui pavilion deschis, executat din bolți lamelare încrucișate, sistem Peselnik (1939).

Folosirea cleiului ca mijloc de îmbinare și asamblare a permis realizarea unor elemente de construcții sau construcții monolite cu calități superioare, de dimensiuni și formă dorite, asigurând totodată o utilizare mai rațională și o valorificare superioară a materialului lemnos.

În etapa actuală, lemnul, încleiat și tratat cu substanțe antiseptice și ignifuge, apare ca un material de construcții de prim rang. Acest lucru rezultă și din creșterea însemnată a volumului producției construcțiilor din lemn încleiat în străinătate, atât în țările care dispun de rezerve de păduri: S.U.A., Germania, fosta U.R.S.S., cât și în cele care nu dispun de aceste rezerve (Anglia).

Din analiza preocupărilor actuale și de perspectivă în domeniul construcțiilor moderne din lemn pe plan mondial, a rezultat necesitatea organizării unei producții de serie în fabrici sau secții specializate pentru realizarea unor elemente și structuri (grinzi, ferme, arce și cadre) din lemn încleiat și tratat împotriva putrezirii. Dintre tipurile constructive cu cea mai mare răspândire în domeniul construcțiilor inginerești sunt fermele în formă de segment de cerc (fig. 1.7) și arcele cu trei articulații (fig. 1.8) executate din lemn încleiat, arcele constituind soluții constructive dintre cele mai raționale, mai cu seamă în cazul construcțiilor cu deschideri mari.

În țara noastră, construcțiile de lemn s-au bucurat de o veche tradiție și o largă răspândire, atât în domeniul construcțiilor civile și de poduri, cât și al celor industriale, mai ales în industria lemnului.

În evul mediu, ca și în epoca modernă, casa țărănească și-a păstrat, în general, structura și linia, câștigând însă pe plan estetic, prin apariția unor elemente arhitectonice și prin arta sculpturală cu care sunt executate.

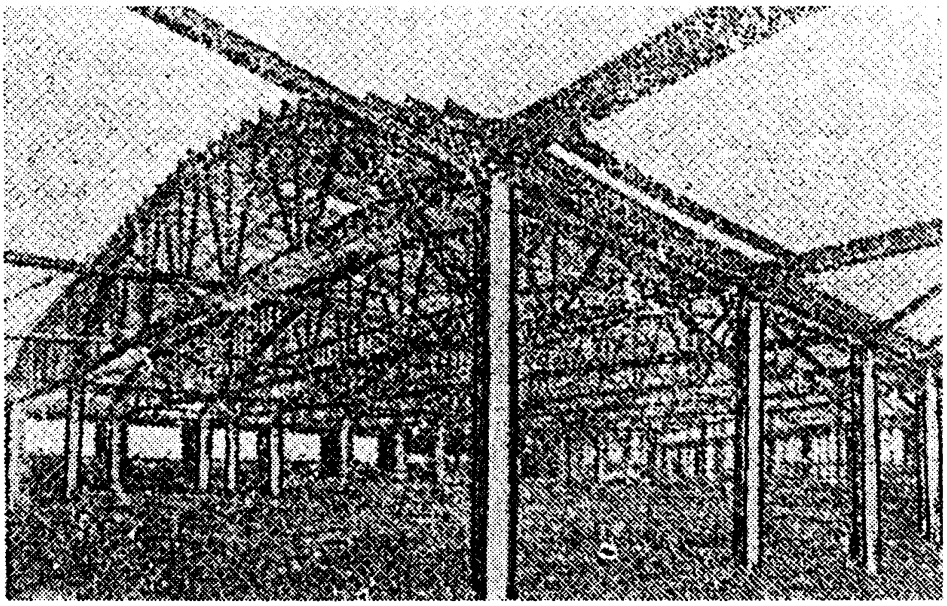
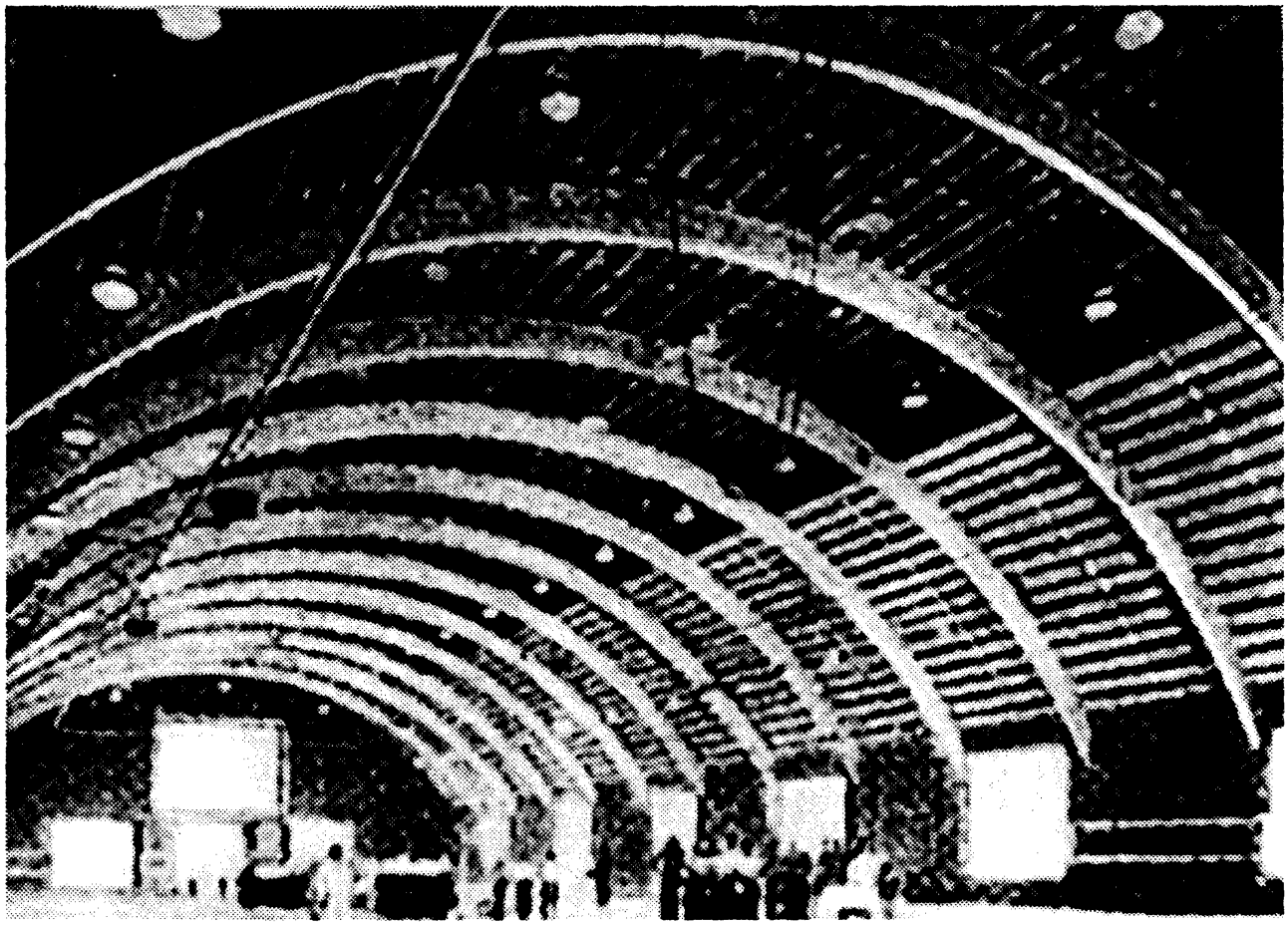


Fig. 1.7. Hale industriale din ferme segment încleiate, de 21 m deschidere (Anglia).

Un alt tip de locuință, care atrage atenția prin formula arhitectonică originală pe care o dezvoltă, este casa cu foișor, frecvent întâlnită în Maramureș, Muntenia, zona Munților Apuseni, a Sibiului și a Făgărașului. Foișorul, situat în dreptul intrării în locuință, ocrotește casele cu etaj sau de oarecare înălțime, precum și gârliciul pivniței.



Elementele esenţiale ale casei româneşti, în sat, ca şi în oraş, erau din lemn: începând cu grinzile groase de stejar, care se puneau la temelie, „talpa casei", continuând cu bârnele din care se făceau pereţii şi terminând cu căpriorii podului, cu şindrila sau şiţa acoperişului.

Dintre realizările mai semnificative în domeniul construcţiilor de lemn din ţara noastră se pot menţiona bisericile vechi din zona Maramureşului, care constituie adevărate monumente de arhitectură. În mod deosebit se remarcă bisericile de la Surdeşti (1767), de 54 m înălţime, şi de la Plopiş (1798), de 34 m, care au atins apogeul îndrăznelii, atât în privinţa soluţiei constructive, cât şi a înălţimii construcţiei, dovedind inventivitate, simţ practic şi simţ estetic.

Se poate menţiona, de asemenea, o veche tradiţie în domeniul construcţiilor de poduri. Sunt remarcabile în acest sens podurile acoperite de peste Someş şi din nordul Moldovei, care se bazează pe soluţii constructive ingenioase.

Dintre realizările moderne în domeniul construcţiilor inginereşti din lemn se pot cita: hala de expoziţie din Parcul Herăstrău din Bucureşti, realizată din arce cu inima plină, din lamele bătute cu cuie, cu deschidere de 40 m; Sala de sport Floreasca din Bucureşti, realizată din arce de acelaşi tip (fig. 1.9); hala de gatere de la Piatra Neamţ, realizată din arce de lemn cu zăbrele; turnurile de răcire din lemn executate la Hunedoara, podurile din grinzi cu inima plină bătute în cuie, realizate cu ocazia lucrărilor de la Bicaz; magazii de borhot uscat, executate la fabricile de zahăr de la Luduş şi Tg. Mureş, din arce cu 3 articulaţii din grinzi în formă de segment de cerc bătute în cuie, de 24 m deschidere.

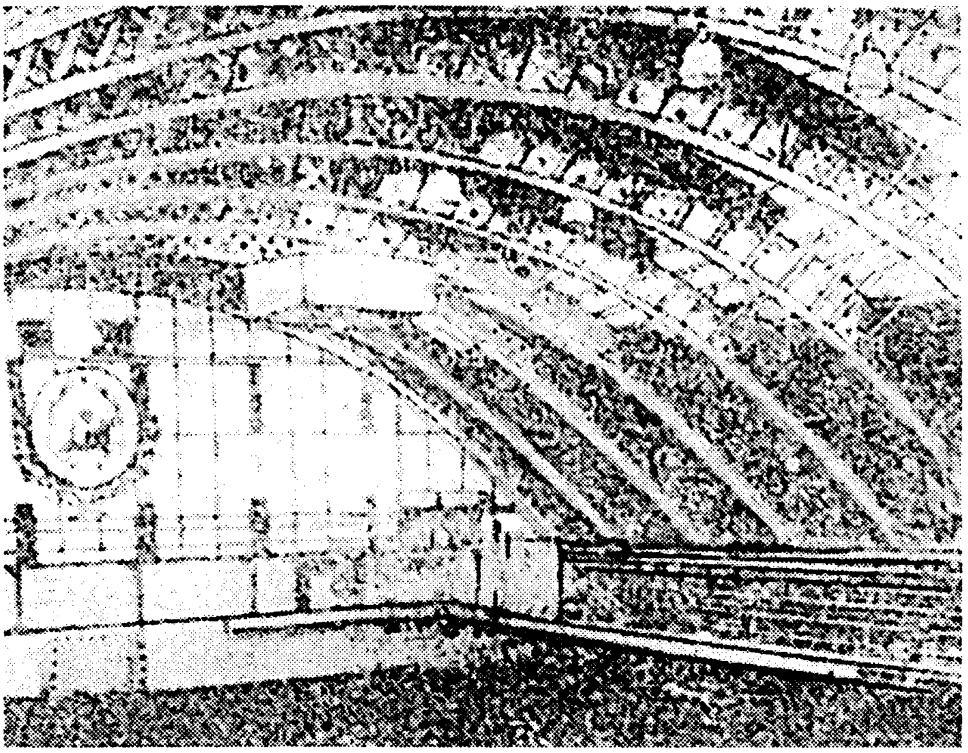


Fig. 1.9. Sala de sport Floreasca din Bucureşti, din arce de lemn bătute în cuie.

Dintre lucrările mai recente, merită să fie scoase în evidenţă construcţiile inginereşti realizate la diferite întreprinderi din cadrul Trustului Exploatare, Transport şi Industrializarea Lemnului Cluj, având structura de rezistenţă formată din cadre cu riglă curbă cu inima plină bătute în cuie. În mod deosebit se remarcă construcţia halei de gatere de la Fabrica de Cherestea Ilva Mică, de 45 m deschidere, executată în anul 1967 în colaborare cu Facultatea de Construcţii din Cluj-Napoca (fig. 1.10).

Succese însemnate au fost obţinute, mai ales în ultimul timp, şi în ceea ce priveşte folosirea lemnului încleiat şi a fabricatelor uşoare din lemn şi plăci de

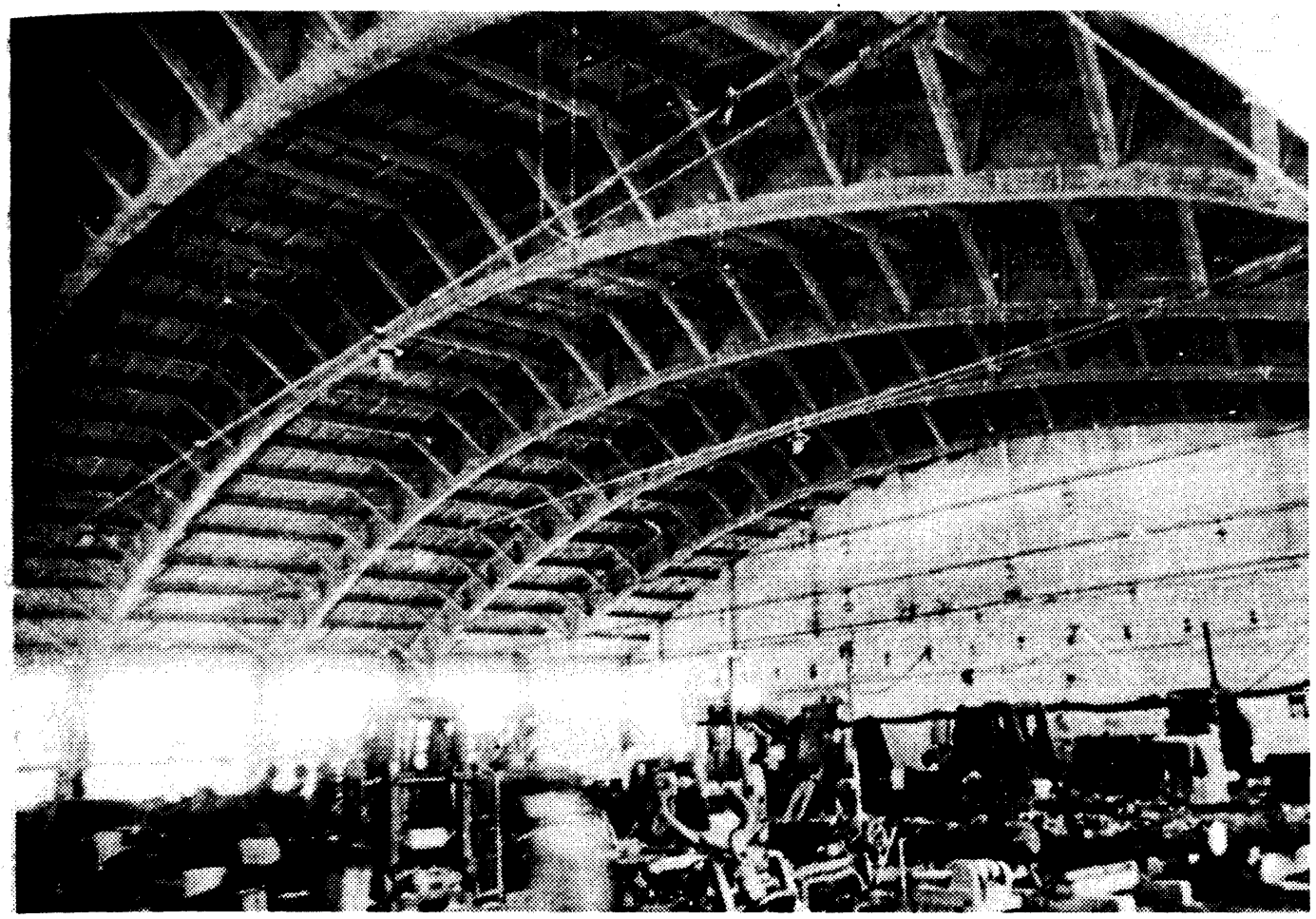
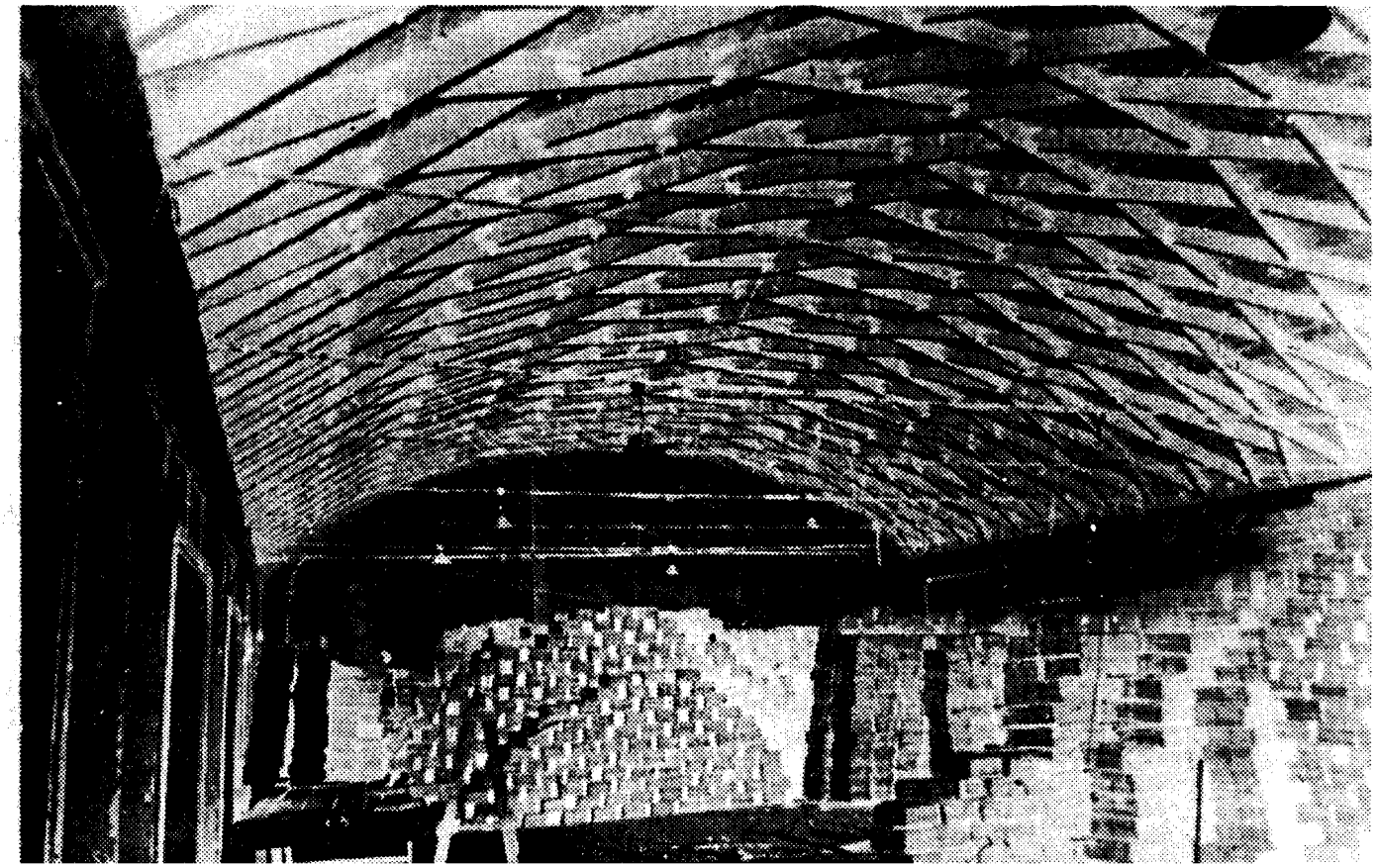


Fig. 1.10. Hală de gatere din cadre de lemn cu riglă curbă de 45 m deschidere, executată la Ilva Mică, 1967.



construcţie, la realizarea mai multor construcţii inginereşti în cadrul industriei de prelucrarea lemnului. Sunt remarcabile în acest sens halele cu acoperiş spaţial din lamele încleiate din lemn şi placaj de construcţie realizate la Fabrica de Cherestea din Ilva Mică şi Beiuş (fig. 1.11).

În prezent, preocupările sunt îndreptate în direcţia folosirii lemnului încleiat, în vederea realizării unor elemente şi structuri moderne (pene, grinzi, cadre, panouri etc.) executate în serie în ateliere şi secţii specializate, bazate pe o tehnologie avansată.

1.5. CLASIFICAREA CONSTRUCŢIILOR DIN LEMN

Clasificarea construcţiilor, în general, prezintă o importanţă practică, contribuind în mod deosebit la alegerea soluţiilor constructive raţionale şi economice în proiectare, servind totodată la clasificarea sarcinilor, a regimului de exploatare, a duratei de serviciu etc., iar în cadrul documentării tehnice, pentru clasificarea materialului documentar.

Clasificarea construcţiilor şi a elementelor de construcţie din lemn poate fi făcută după durată, condiţiile de exploatare, destinaţie, sistemul static etc.

După durata de exploatare, construcţiile se clasifică în:

– permanente, cu o durată mai mare de 4 ani, sub formă de construcţii civile, industriale, agricole, poduri, baraje etc.;

– provizorii, cu o durată mai mică de 4 ani, sub formă de baracamente, tribune, poduri pentru restabilirea circulaţiei etc.;

– auxiliare, sub formă de schele, eşafodaje, cintre etc.

După condiţiile de exploatare, construcţiile se clasifică în:

– adăpostite, ferite de intemperii (acoperişuri, planşee etc.);

– neadăpostite, care sunt supuse umezirii alternative (suprastructuri de poduri, pereţi exteriori, turle pentru foraje etc.);

– sub apă, care stau permanent sau timp îndelungat sub apă (piloţi sub etiaj, deversoare etc.).

După destinaţie, construcţiile se clasifică în:

– construcţii civile, industriale şi agricole, cuprinzând clădiri, barăci, hale, ateliere etc.;

– poduri şi podeţe de serviciu, pasarele etc.;

– hidrotehnice, cuprinzând baraje, deversoare etc.;

– speciale, cuprinzând silozuri, buncăre, turnuri de răcire, turle de foraj, stâlpi şi piloni pentru linii electrice şi de telecomunicaţii etc.

După sistemul constructiv, există construcţii cu:

– grinzi cu secţiune simplă sau compusă, armate sau de tip macaz, cu contrafişe, cu inima plină din scânduri sau placaj, cu zăbrele şi din lemn încleiat;

– cadre cu inima plină, cu zăbrele şi din lemn încleiat;

– arce cu inima plină, cu zăbrele şi din lemn încleiat;

– bolţi lamelare sau membrane;

– cupole lamelare, membrane sau din arce încleiate.

- îmbinări cu pene;
- îmbinări cu cuie;
- îmbinări încleiate;
- îmbinări mixte, prin combinarea a două sau mai multe moduri de îmbinare.

După modul de execuţie, există:

- construcţii executate în atelier sau în fabrică;
- construcţii executate pe şantier.

1.6. AVANTAJELE ŞI DEZAVANTAJELE CONSTRUCŢIILOR DIN LEMN

Lemnul, ca material de construcţie, are multe calităţi, care îl fac să fie folosit pe scară largă în construcţii, dar în acelaşi timp are şi o serie de inconveniente, care nu trebuie să fie scăpate din vedere la proiectarea şi executarea construcţiilor de lemn. Proiectarea şi executarea construcţiilor de lemn trebuie făcute astfel încât proprietăţile pozitive ale materialului lemnos să fie folosite la maximum, iar influenţa neajunsurilor, dacă nu poate fi exclusă complet, să fie redusă la minimum.

1.6.1. AVANTAJELE CONSTRUCŢIILOR DIN LEMN

Avantajele sunt determinate de calităţile lemnului ca material de construcţie, şi anume:

Rezistenţa relativ mare, înţelegând prin aceasta raportul dintre rezistenţa admisibilă sau de calcul şi densitatea materialului. Dacă se compară densitatea lemnului cu densitatea celorlalte materiale principale de construcţie (oţelul, betonul armat şi zidăria de cărămidă), se constată că lemnul este de 3,5 – 15 ori mai uşor. Indicii comparativi pentru principalele materiale de construcţii sunt prezentaţi în tabelul 1.1. Din datele prezentate rezultă că numai lemnul şi oţelul se comportă la fel de bine la întindere şi la compresiune, având rezistenţele relative aproximativ aceleaşi, spre deosebire de betonul armat şi zidăria de cărămidă, la care rezistenţele relative la compresiune şi îndeosebi la întindere sunt incomparabil mai mici.

Tabelul 1.1

Indicii comparativi pentru principalele materiale de construcţii

Denumirea materialelor	Densitatea aparentă daN/m³	Rezistenţa admisibilă la:		Rezistenţa relativă:	
		Compresiune σ_{ac} daN/cm²	Întindere σ_{at} daN/cm³	$\frac{\sigma_{ac}}{\rho}$	$\frac{\sigma_{at}}{\rho}$
Lemn	500–600	100	70	$200 \cdot 10^3$	$140 \cdot 10^3$
Oţel OL	7 800	1 400	1 400	$179 \cdot 10^3$	$179 \cdot 10^3$
Beton simplu	2 400	45	11	$18{,}8 \cdot 10^3$	$4{,}5 \cdot 10^3$
Zidărie de cărămidă	1 800	10	0,5	$5{,}6 \cdot 10^3$	$0{,}3 \cdot 10^3$

fabricilor de cherestea sunt mult mai reduse față de cele necesare pentru fabricarea cimentului, respectiv a oțelului. De asemenea, amenajarea atelierelor pentru confecționarea construcțiilor de lemn este cu mult mai simplă decât a celor pentru construcții metalice și beton armat. Totodată, construcțiile din lemn se pot executa în orice anotimp, fără a necesita măsuri speciale.

Asamblarea, demontarea, mutarea, refacerea și consolidarea construcțiilor de lemn se pot face fie total, fie parțial, cu cheltuieli minime și cu foarte multă ușurință.

Coeficientul de dilatare termică liniară în lungul fibrelor este foarte redus (4×10^{-6}), de 2–3 ori mai mic decât cel al oțelului și al betonului armat și, ca urmare, la construcțiile de lemn nu este necesar să se prevadă rosturi de dilatație.

Coeficientul de conductibilitate termică al lemnului (λ) este de asemenea mult mai redus decât în cazul oțelului, al betonului armat sau chiar al zidăriei de cărămidă. Valoarea mică a coeficientului de conductibilitate termică ($\lambda = 0{,}2$) face ca lemnul să opună la trecerea unui flux termic o rezistență de 300–400 ori mai mare decât oțelul și de 7–10 ori mai mare decât betonul obișnuit, ceea ce justifică folosirea lui ca material termoizolant.

Durabilitatea construcțiilor de lemn corespunzătoare, care poate fi considerabil îmbunătățită în cazul în care este asigurat un regim optim de exploatare, iar materialul lemnos folosit este protejat împotriva putrezirii și a focului.

Merită să fie subliniat de asemenea faptul că, spre deosebire de construcțiile metalice și de beton armat, construcțiile moderne din lemn încleiat nu sunt supuse coroziunii și, în consecință, nu necesită măsuri de protecție, dovedind în același timp o foarte bună comportare la suprasolicitarea climatică.

1.6.2. DEZAVANTAJELE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN

Dezavantajele sunt determinate de:

Anizotropia și neomogenitatea structurii lemnului: spre deosebire de alte materiale de construcție, lemnul are o structură anizotropă și neomogenă, din care cauză rezistențele mecanice ale acestuia variază cu unghiul pe care îl formează direcția forței (efortului) cu direcția fibrelor. Datorită neomogenității structurii lemnului, rezistența materialului din apropierea rădăcinii este de circa 15–20% mai mare decât cea a materialului din apropierea coroanei. Anizotropia și neomogenitatea lemnului se manifestă cu atât mai mult cu cât dimensiunile acestuia sunt mai mari.

Influența negativă a umidității asupra proprietăților fizico-mecanice ale lemnului, care este foarte mare. Creșterea umidității până la atingerea punctului de saturație al fibrei, determină pe lângă mișcarea rezistenței mecanice la rupere și o creștere însemnată de volum prin umflare.

Sortimentul limitat de material lemnos, atât în ceea ce privește forma și dimensiunile secțiunii transversale, cât și lungimea limitată a pieselor, îngreunând astfel proiectarea și executarea construcțiilor din lemn.

Diferite defecte: defectele naturale (defecte de formă, de structură, nodurile și crăpăturile), defecte cauzate de insecte și moluște, contragerea și umflarea, putrezirea și inflamabilitatea lemnului etc.

În prezent, datorită cercetărilor efectuate și în domeniul studiului lemnului, o mare parte din neajunsurile materialului lemnos menționate pot fi înlăturate printr-o tratare corespunzătoare a acestuia cu substanțe ignifuge și fungicide, pe de o parte, și printr-o tehnologie modernă de prelucrare și de fabricație, pe de altă parte.

2

MATERIALELE ŞI CARACTERISTICILE LOR

2.1. MATERIALUL LEMNOS FOLOSIT ÎN CONSTRUCŢII

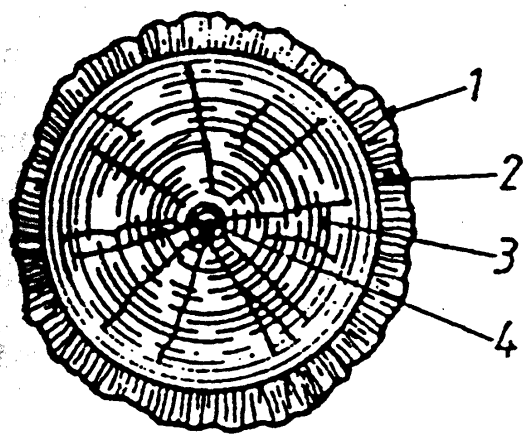


Fig. 2.1. Secţiune transversală:
1 – coajă; *2* – cambiu; *3* – cilindru lemnos; *4* – măduvă.

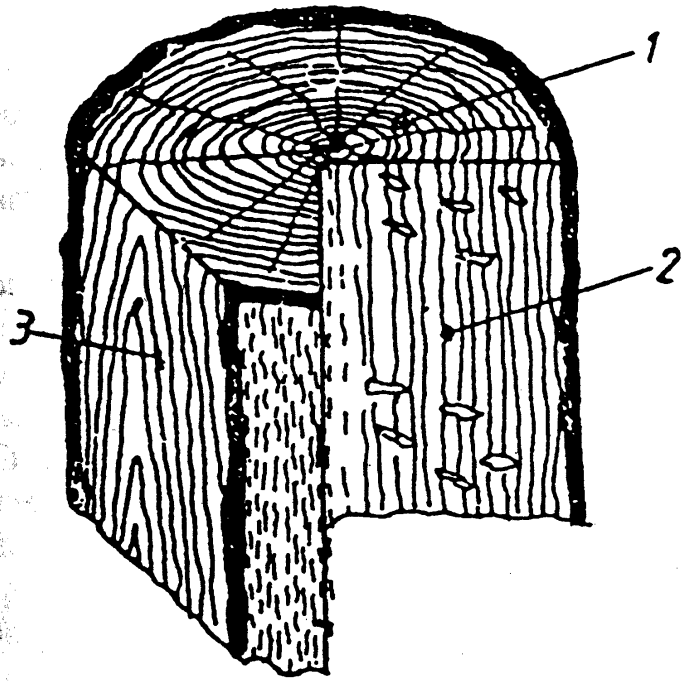


Fig. 2.2. Secţiuni plane fundamentale:

2.1.1. STRUCTURA LEMNULUI

În sens restrâns, prin lemn se înţelege acea parte a masei organice vegetale care este cuprinsă de cambiul şi coaja arborelui.

Lemnul este un material complex, alcătuit din părţi şi elemente distincte ca formă, natură, dimensiuni şi cu proprietăţi diferite. Totalitatea părţilor componente cât şi natura, aşezarea şi proporţia lor în lemn, de asemenea construcţia, natura morfologică şi proporţia elementelor componente ale fiecărei părţi constituie structura lemnului.

Lemnul este produsul arborilor, ale căror organe lemnoase (tulpina, rădăcinile etc.), în secţiune transversală, în mod normal sunt de formă aproximativ circulară, având un centru fiziologic, numit măduvă sau inimă (fig. 2.1).

În funcţie de formă şi de poziţia inimii, se face gruparea elementelor şi ţesuturilor care alcătuiesc lemnul. În general, structura lemnului este caracterizată şi se examinează în două secţiuni plane principale, transversală şi longitudinală (fig. 2.2). Secţiunea longitudinală poate fi radială, când planul secţiunii trece prin măduvă, şi tangenţială, când planul secţiunii longitudinale nu trece prin centrul fiziologic.

Secţiunile radială, tangenţială şi transversală se consideră secţiuni plane

După esență, arborii al căror lemn este folosit ca material de construcție se pot grupa în următoarele două esențe: foioase și rășinoase.

Partea principală a unui arbore este trunchiul, al cărui volum ocupă un procent cu atât mai ridicat cu cât acesta este mai bătrân. La arborii buni de exploatare, volumul trunchiului reprezintă 60% (pentru foioase) și 85% (pentru rășinoase) din volumul total.

Din punct de vedere chimic, lemnul este alcătuit din substanțe organice (50% carbon, 44% oxigen și 6% hidrogen) și, din această cauză, este combustibil și poate fi atacat și distrus de microorganisme și insecte, dacă nu se iau măsurile de protecție necesare.

Din punct de vedere structural, lemnul este un material fibros, direcția principală a fibrelor fiind paralelă cu axul trunchiului, din care cauză proprietățile mecanice ale lemnului variază în funcție de unghiul făcut de direcția solicitării cu direcția fibrelor, astfel că, din acest punct de vedere, lemnul este un material anizotrop.

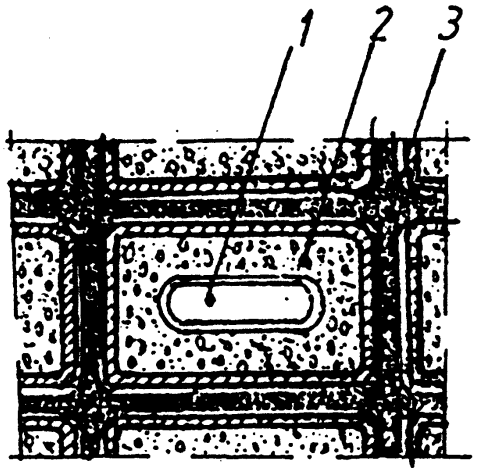


Fig. 2.3 Schema constructivă a celulei vegetale:
1 – protoplasmă; 2 – nucleu;
3 – membrană celulară.

Elementul constructiv al materialului lemnos este celula vegetală în stare vie, capabilă de a se înmulți prin diviziune. Celula este formată din membrana celulară, nucleu și protoplasmă (fig. 2.3).

Membrana celulară este alcătuită din celuloză și hemiceluloză, iar nucleul și protoplasma din substanțe albuminoide.

În timpul vieții arborelui, celula se transformă, în funcție de esență, în țesuturi de conducere, de susținere, sau mixte și de parenchim. Cu excepția țesuturilor de parenchim, celelalte țesuturi odată formate nu mai evoluează, datorită încrustării pereților acestora cu lignină, devenind astfel mai rezistente, iar nucleul și protoplasma dispar.

Membranele celulelor lemnoase cu o construcție complexă prezintă o importanță deosebită în vederea cunoașterii și explicării proprietăților fizico-mecanice ale lemnului, comportării la diverse solicitări, cât și la folosirea acestuia într-o serie întreagă de industrii (celuloză, plăci din fibre etc.), precum și în problema ameliorării lemnului și înțelegerea naturii unor defecte de structură etc.

Analizând lemnul în secțiune transversală, se constată că inelele anuale de grosimea *A* nu au o structură uniformă (fig. 2.4), aceasta depinzând de anotimpul în care se formează. Partea care crește primăvara are o structură mai poroasă și se numește lemn timpuriu sau de primăvară *B*, iar partea care crește toamna este mai compactă și mai închisă la culoare, numindu-se lemn târziu sau de toamnă *C*. Grosimea inelelor anuale este mai mare în anii călduroși și mai mică în cei reci. Proporția dintre lemnul timpuriu și cel târziu variază în funcție de esență și de felul anului (călduros sau răcoros).

La foioase, lemnul timpuriu rămâne constant ca grosime, iar cel târziu ocupă un volum cu atât mai mare cu cât anul a fost mai călduros.

La rășinoase însă, situația se prezintă tocmai invers: lemnul târziu are o grosime

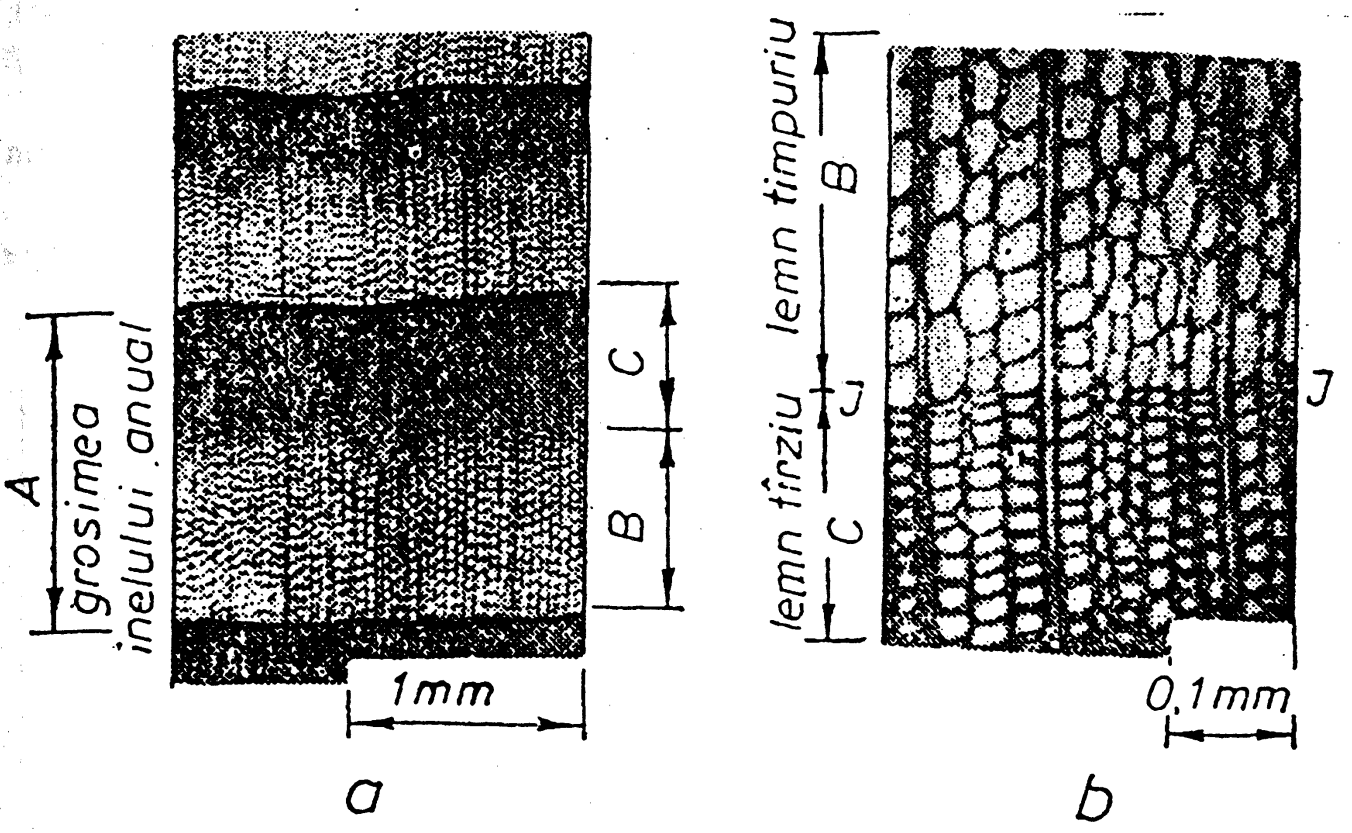


Fig. 2.4. Structura inelelor anuale la lemn de brad:
a – grosimea inelelor anuale *A*; *b* – compoziţia inelelor anuale, lemn timpuriu *B* şi lemn târziu *C*.

Rezultă că la foioase, lemnul cu inelele anuale mai groase va avea rezistenţele mai mari, iar la răşinoase, rezistenţele cresc o dată cu reducerea inelelor anuale.

2.1.2. CLASIFICAREA MATERIALULUI LEMNOS

Clasificarea materialului lemnos folosit în construcţii se poate face după specie şi gradul de prelucrare (STAS 856–71).

După specie, materialul lemnos se clasifică în lemn de foioase şi răşinoase. În tabelul 2.1 sunt prezentate speciile de foioase şi răşinoase în ordinea descrescătoare a rezistenţei la compresiune, cu specificaţia privind modul de comportare a acestora în diferite medii.

După gradul de prelucrare, materialul lemnos folosit în construcţii pentru realizarea elementelor portante se clasifică în:

– lemnul brut, care provine din orice parte a arborelui şi care, în afară de operaţiile de recoltare, nu a suferit nici o altă prelucrare;

– lemnul ecarisat (cheresteaua), care se obţine în urma debitării lemnului brut.

Lemnul rotund de răşinoase şi foioase se utilizează în construcţii (STAS 1040–85 şi STAS 4342–85).

Lemnul ecarisat cuprinde lemnul tăiat în sens longitudinal, având cel puţin două suprafeţe plane şi paralele, rezultate din debitarea buştenilor (la gatere, la ferăstraie cu panglică, la ferăstraie circulare sau alte maşini-unelte) în fabricile de

Cheresteaua poate fi: tivită (cu muchii vii); netivită (cu muchii teşite); spintecată; din punct de vedere al conţinutului de umiditate: verde ($W > 30\%$); zvântată ($W = 24–30\%$); semiuscată ($W = 18–24\%$); uscată ($W \leq 18\%$).

Sortimentele de cherestea ce se livrează la noi în ţară sunt reglementate prin STAS 942–86 pentru răşinoase şi STAS 8689–86 pentru foioase.

Tabelul 2.1

Speciile materialului lemnos folosite în construcţiile din România

Specia	Trăinicia lemnului			Observaţii
	În aer	În apă	În, sau pe pământ	
Foioase				
Salcâm	Mare	Mare	Mare	Crapă uşor în aer
Stejar	Mare	Mare	Mare	
Gorun	Mare	Mare	Mare	
Gârniţă	Mare	Mare	Mijlocie	
Fag	Mică	Mijlocie	Mică	Putrezeşte uşor în, sau pe pământ
Frasin	Mijlocie	Mijlocie	Mijlocie	
Ulm	Mare	Mare	Mijlocie	
Anin	Mică	Mijlocie	Foarte mică	
Plop	Mare	Mică	Foarte mică	
Răşinoase				
Larice	Mare	Mare	Mare	
Pin	Mare	Mare	Mijlocie	
Molid	Mijlocie	Mijlocie	Mijlocie	
Brad	Mijlocie	Mijlocie	Mijlocie	

Lemnul ecarisat se foloseşte sub formă de:

– scânduri, având grosimi h de maximum 40 mm şi lăţimi b mai mari decât dublul grosimii, însă cel puţin 8 cm;

– dulapi, având grosimi h mai mari de 40 mm, însă cel mult 100 mm şi lăţimi b mai mari decât dublul grosimii, însă cel puţin 10 cm;

– şipci, având grosimi h de maximum 40 mm şi lăţimi b de cel mult 6 cm:

– rigle, având grosimi h de peste 40 mm şi sub 100 mm şi lăţimi b cel mult dublul grosimii;

– grinzi, având grosimea h de minimum 100 mm şi lăţimi b egale sau mai mari decât grosimea, care pot fi: cu două, cu trei sau cu patru feţe plane;

– margini, piese de cherestea având faţa interioară complet atinsă de ferăstrău, iar cealaltă cel puţin jumătate din lungime; în cazul în care faţa exterioară rămâne neatinsă sau atinsă mai puţin de jumătate, se numesc lătunoaie.

Dimensiunile curente şi speciale ale principalelor sortimente de cherestea de răşinoase folosite în construcţii (STAS 942–88) corespund stării lemnului pentru o umiditate de 15%.

Clasele de calitate pentru cheresteaua de răşinoase se stabilesc conform STAS 1949–86, iar caracteristicile claselor de calitate se obţin prin sortarea cherestelei

Scândurile şi dulapii de lungimi normale se sortează în 5 clase de bază: clasa extra (E–A şi E–B); clasa tombat (T); clasa III; clasa IV; clasa V–A; V–B.

Şipcile, riglele şi grinzile se sortează într-o singură clasă de calitate.

Lemnul folosit în construcţii nu trebuie să aibă o umiditate mai mare de 23%, sau cel mult 30% pentru piesele la care uscarea ar provoca slăbirea îmbinărilor sau ar produce eforturi suplimentare. La elementele speciale (de îmbinare) ca pene, dornuri, eclise etc., umiditatea nu trebuie să depăşească 15%.

2.1.3. DEFECTELE LEMNULUI ŞI CATEGORII DE MATERIAL LEMNOS PENTRU CONSTRUCŢII

Materialul lemnos prezintă o serie de anomalii şi defecte, care se trasmit şi produselor rezultate din debitarea buştenilor, influenţând în mod defavorabil calitatea lor.

Principalele anomalii şi defecte ale lemnului sunt precizate în STAS 1949–86, care după felul şi natura lor se pot clasifica în: defecte de formă ale trunchiului; defecte de structură ale lemnului; defecte de noduri şi crăpături; defecte provocate de insecte; defecte cauzate de microorganisme (ciuperci) şi paraziţi vegetali.

Materialul lemnos folosit la elemente de rezistenţă sau la finisaje în construcţii se împarte în trei categorii, ţinând seama de destinaţia piesei şi de natura şi mărimea solicitărilor la care sunt supuse. În tabelul 2.2 se dau categoriile pieselor şi elementelor de construcţie din lemn portante, neîncleiate, pentru construcţii civile, industriale şi agricole (STAS 857–83).

Tabelul 2.2

Categoria de calitate a pieselor utilizate în construcţii de lemn

Categoria de calitate a pieselor şi elementelor de lemn	Solicitarea şi destinaţia pieselor şi elementelor din lemn
I	a) Elemente supuse la întindere şi încovoiere. De exemplu: grinzi cu zăbrele, grinzi simple şi piese speciale; pene, dornuri, eclise etc.
II	a) Piese supuse la compresiune şi încovoiere. b) Elemente întinse şi întinse-încovoiate, la care efortul unitar efectiv reprezintă maximum 70% din rezistenţa admisibilă a lemnului.
III	Elemente secundare supuse la încărcări accidentale. De exemplu: astereala acoperişului şi piesele a căror deteriorare nu pericliteză rezistenţa şi stabilitatea construcţiilor.

Pentru fiecare dintre categoriile de mai sus, numărul şi mărimea defectelor materialului lemnos sunt limitate, trebuind să satisfacă anumite condiţii de admisibilitate specificate în tabelul 4 pentru cherestea şi în tabelul 5 pentru lemnul rotund, din STAS 857–83.

Defectele cele mai frecvent întâlnite, care influenţează în mare măsură calitatea (rezistenţa) elementelor de construcţie, sunt nodurile. Pentru cele trei

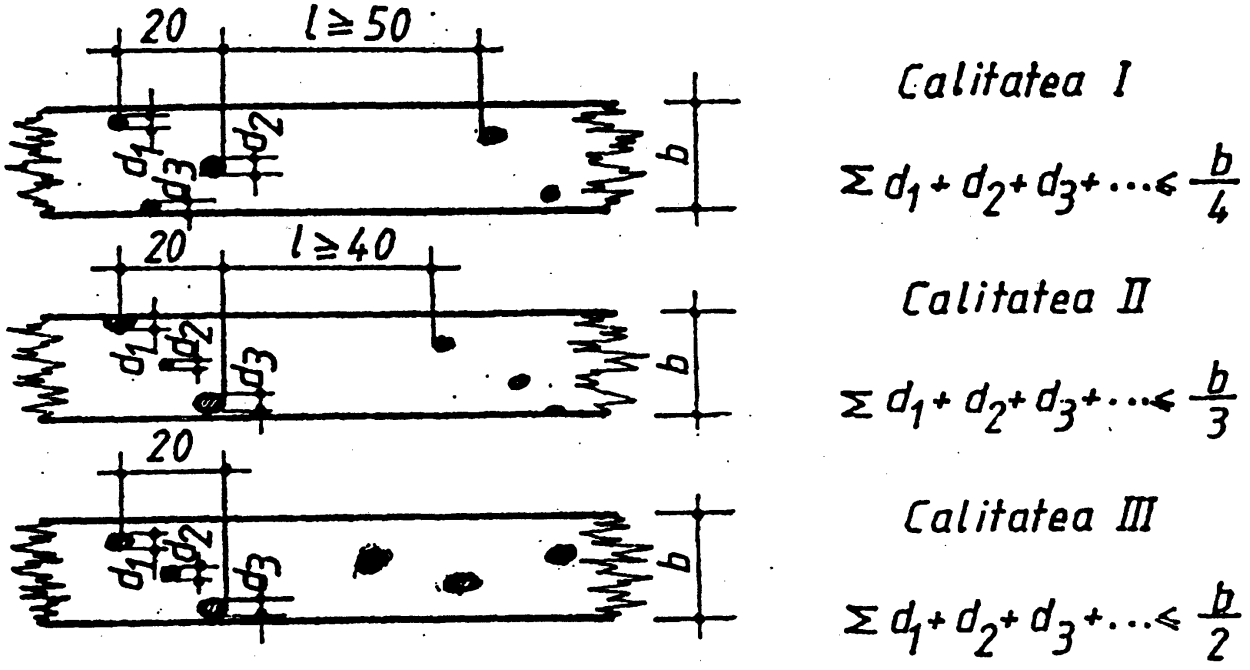
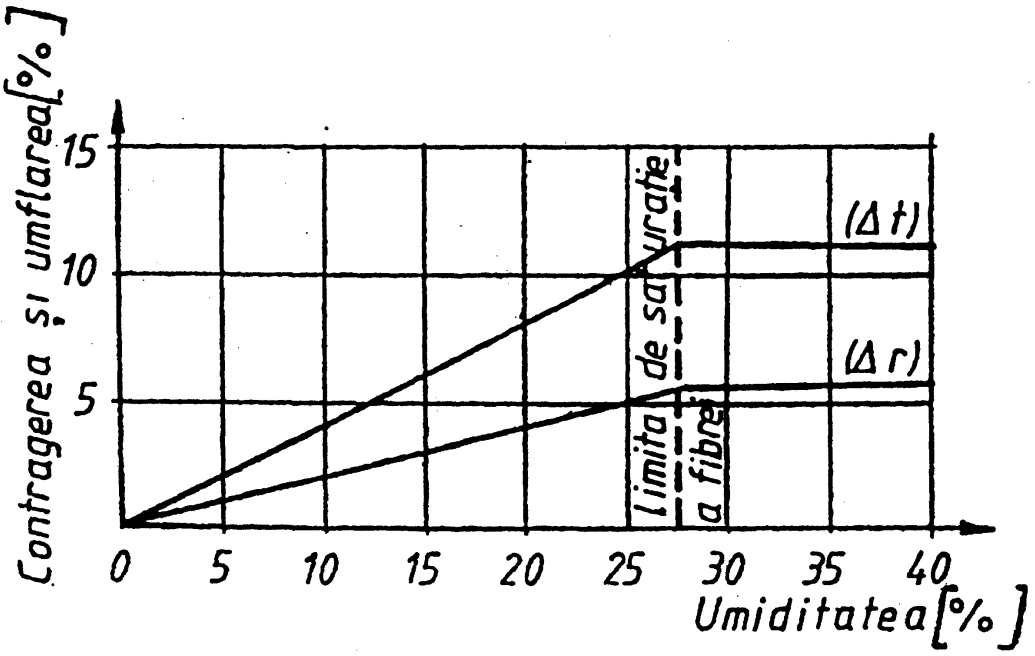


Fig. 2.5. Categorii de material lemnos.

2.1.4. CONTRAGEREA ȘI UMFLAREA LEMNULUI

Lemnul verde sau proaspăt doborât conține între 40 și 50% umiditate, din care aproape jumătate este apă liberă, iar restul apă de higroscopicitate. Apa legată chimic (apa de construcție) reprezintă numai 1%. Limita dintre apa liberă și apa higroscopică (legată) se numește punct de saturație și corespunde unui conținut de 25–30% umiditate. Peste această limită, proprietățile mecanice, contragerea și umflarea lemnului nu mai sunt influențate (fig. 2.6).

După doborârea arborilor, apa liberă se pierde ușor și fără să influențeze dimensiunile sau proprietățile lemnului, spre deosebire de apa higroscopică, care se



îndepărtează foarte încet (din cauza fenomenelor de capilaritate) şi numai parţial, în funcţie de umiditatea mediului înconjurător, până ce se ajunge la un echilibru. Pentru condiţiile climatice din ţara noastră, se consideră că lemnul ajunge la un echilibru în cazul unui conţinut de 15% umiditate.

Variaţia umidităţii lemnului determină schimbarea dimensiunilor acestuia, dând naştere la fenomenul de contragere sau umflare. Cu cât umiditatea se reduce, cu atât rezistenţele mecanice cresc, iar contragerea (contracţia la uscare) se măreşte.

Din cauza anizotropiei lemnului, contragerea şi umflarea nu sunt uniforme, ci variază în funcţie de direcţiile caracteristice (axială, radială şi tangenţială), între următoarele limite: contragerea axială $\Delta l \leq 1\%$, radială $\Delta r = 5–6\%$ şi tangenţială $\Delta t = 10–12\%$ (fig. 2.7).

Din cauza neuniformităţii contragerii, piesele de cherestea debitate neraţional se deformează la uscare, lucru care poate duce la curbarea scândurilor sau apariţia crăpăturilor în cherestea, din cauza tensiunilor inegale care se produc. Umflarea duce la rezultate inverse contragerii, în plus, din cauza umidităţii sporite, rezistenţele lemnului se micşorează. Deformaţiile şi crăpăturile elementelor de construcţie produse în urma contragerii lemnului pot duce la consecinţe grave; din această cauză,

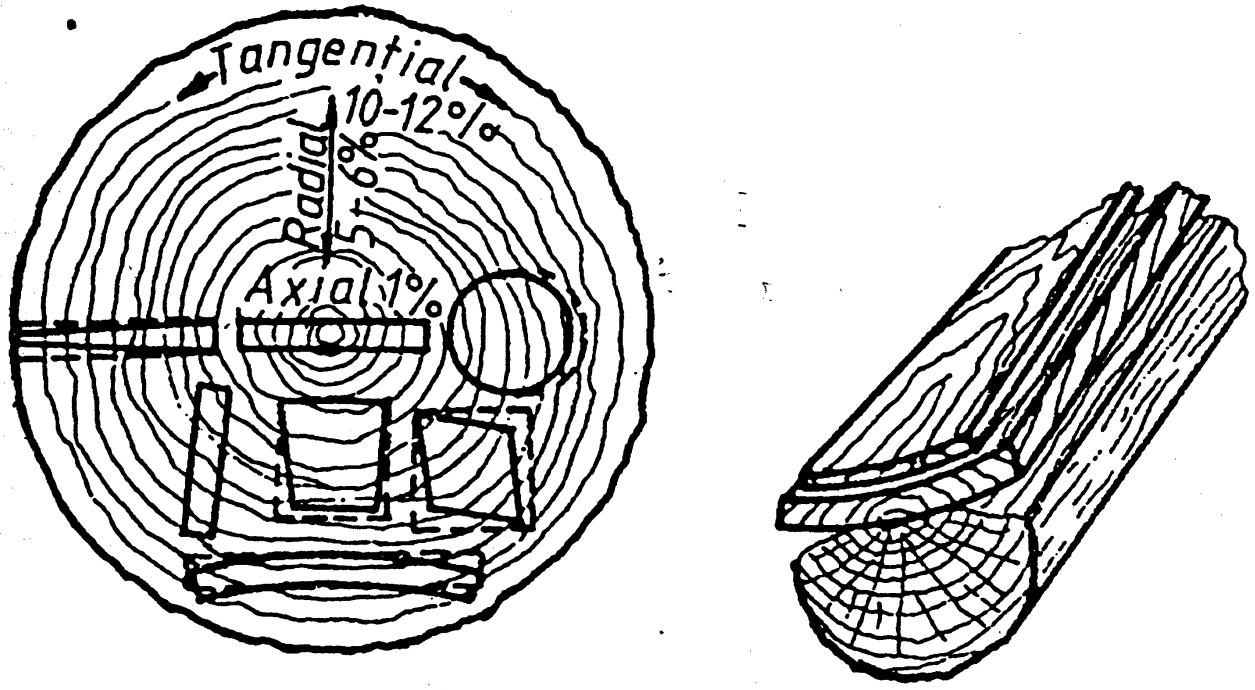


Fig. 2.7. Variaţii dimensionale caracteristice pieselor debitate din diferite părţi ale unui trunchi, în urma contragerii lemnului.

la execuţia construcţiilor de lemn trebuie luate o serie de măsuri de ordin constructiv, ţinând seama de modul de deformare, care să înlăture sau cel puţin să micşoreze aceste consecinţe nedorite.

Deformaţiile lemnului şi în special curbarea scândurilor supuse uscării pot fi complet eliminate, dacă se utilizează proprietăţile plastice ale lemnului, care sunt cu atât mai mari cu cât temperatura şi umiditatea acestuia sunt mai mari. Deci, printr-o uscare artificială în camera de uscare cu aer cald, aer cald şi vapori de apă sau cu curenţi de înaltă frecvenţă, umiditatea lemnului poate fi redusă între limitele dorite (cerute de condiţiile de exploatare), fără ca acestea să sufere din punct de vedere calitativ.

2.1.5. PUTREZIREA LEMNULUI ŞI MĂSURI DE PROTECŢIE

Putrezirea lemnului. Putrezirea lemnului este provocată de o serie de ciuperci şi insecte xilofage, ce aparţin organismelor inferioare, care nu conţin clorofilă şi, în consecinţă, nu pot să asimileze, astfel că se hrănesc cu formaţii organice, gata preparate fie de alte plante vii (ciupercile parazite), fie dintr-un substrat mort, care mai conţin asemenea subsanţe hrănitoare (ciuperci saprofite).

Înmulţirea ciupercilor se face prin spori. Din spori se dezvoltă o serie de fire foarte subţiri, numite hife, care apoi, prin unirea lor, formează pseudoţesuturi, numite micelii. După structura hifelor, ciupercile se împart în ciuperci inferioare şi ciuperci superioare.

Ciupercile inferioare provoacă numai defecte de culoare, fără ca să afecteze şi proprietăţile mecanice ale lemnului. Cele mai frecvente defecte de culoare ale lemnului provocate de aceste ciuperci sunt:

– inima roşie (duramenul fals al fagului), care se prezintă ca o pată roşiatică situată în centrul secţiunii transversale;

– albăstreala, care se întâlneşte la răşinoase (în special la pin şi molid) precum şi la unele foioase (paltin, tei), sub forma unei pete de culoare vânătă, sau de alte nuanţe (gălbuie, cenuşiu închis, neagră-brună, roşiatică sau puternic verzuie).

Ciupercile superioare provoacă lemnului defecte mult mai importante, deoarece miceliile acestora pătrund în masa lemnului şi, prin punctuaţii, străbat în interiorul celulelor, unde, datorită unor substanţe (enzime) pe care le secretă, produc distrugerea (putrezirea) lemnului, fapt care duce şi la scăderea greutăţii specifice, iar o dată cu aceasta şi la anihilarea însuşirilor mecanice. Ultimul stadiu de putrezire a lemnului se caracterizează printr-o culoare închisă-brună.

Procesul de putrezire a lemnului se produce în două etape:

– în prima etapă, celuloza, sub influenţa ciupercii, atrage din mediul înconjurător molecula de apă, transformându-se în glucoză;

– în etapa a doua, glucoza, în procesul de activitate a ciupercii, se oxidează şi se transformă în bioxid de carbon şi apă:

$$C_2H_{12}O_6 + 6O_2 \rightarrow 6CO_2 + 6H_2O.$$

Aspectul exterior al lemnului descompus diferă, în funcţie de substanţele care intervin în procesul de putrezire. Din acest punct de vedere, se deosebesc două feluri de ciuperci, şi anume: ciuperci care atacă lignina şi ciuperci care atacă celuloza.

Ciupercile care atacă lignina şi lasă neatinsă celuloza produc aşa-numitul putregai alb, iar procesul de putrezire se numeşte putregai de coroziune. Ciupercile de coroziune provoacă în general distrugerea lemnului arborilor în picioare şi sunt cunoscute sub numele de ciuperci de pădure sau ciuperci parazite. Lemnul atacat de acestea crapă după conturul inelelor anuale, al razelor medulare şi al fibrelor, desfăcându-se în lamele.

Ciupercile care atacă celuloza şi lasă neatinsă lignina produc aşa-numitul putregai roşu. Lemnul atacat de aceste ciuperci se caracterizează printr-o descom-

imprimând lemnului o culoare roşie-brună, de unde îi vine şi numele. Lemnul atins de astfel de putregai, deşi la început îşi păstrează forma, mai târziu îşi pierde, consistenţa şi crapă în diferite forme geometrice. Cele mai multe ciuperci din această categorie sunt ciupercile saprofite, care atacă lemnul arborilor doborâţi, ele fiind cunoscute sub denumirea de ciuperci de depozit sau ciuperci de casă.

Dintre toate ciupercile amintite, grupa cea mai periculoasă de ciuperci este aceea care provoacă putrezirea materialului lemnos din construcţii; cele mai importante sunt:

– buretele de casă (*Merulius lacrymaus*), cea mai periculoasă ciupercă, deoarece acolo unde se instalează produce adevărate dezastre. Locurile preferate pentru dezvoltarea acesteia sunt părţile ascunse ale lemnăriei (duşumea oarbă, grinzişoare de susţinere a duşumelei etc.);

– buretele alb de casă (*Polyporus vaporarius*) se întâlneşte sub diferite forme. În primul rând, miceliul apare sub forma unei vate albicioase, iar după îmbătrânire are un aspect castaniu. Atacul acesteia este asemănător buretelui de casă, cu diferenţa că pentru dezvoltare are nevoie de o mare cantitate de apă, pe care nu totdeauna o poate avea la dispoziţie.

Celelalte ciuperci care atacă lemnul de construcţie pot fi întâlnite sub diferite forme, ca: pojghiţe, ţesuturi pufoase sau gelatinoase care duc la crăparea şi găurirea materialului lemnos, precum şi la colorarea în diferite nuanţe a acestuia.

Măsuri de protecţie. Prevenirea acestor efecte se poate face dacă se are în vedere că microorganismele care produc putrezirea, în cea mai mare parte, se dezvoltă la o umiditate a lemnului de 20–30%. Deci, una dintre măsurile de protecţie constă în reducerea umidităţii sub această limită, fie prin uscare, fie prin alte măsuri care să asigure atât reducerea umidităţii, cât şi izolarea lemnului de sursele care ar duce la ridicarea ei. Măsurile generale de protecţie contra putrezirii elementelor de construcţie de lemn, în vederea măririi duratei de exploatare, sunt reglementate de STAS 2925–67.

În unele cazuri, pentru conservarea lemnului se foloseşte afumarea şi carbonizarea superficială.

Cele mai sigure rezultate, însă, pentru mărirea durabilităţii lemnului, se obţin prin folosirea metodei de impregnare superficială sau profundă cu substanţe antiseptice (fungicide), care exercită asupra ciupercilor o acţiune toxică. Pătrunderea substanţelor antiseptice în protoplasma ciupercilor face cu acestea o reacţie chimică, determinând moartea sau încetinirea dezvoltării lor.

Substanţele antiseptice folosite în mod curent pentru protecţia lemnului contra putrezirii pot fi împărţite în patru mari grupe:

– substanţe antiseptice solubile în apă, cum sunt: sărurile minerale solubile în apă (clorura mercurică, clorura de zinc, sulfatul de cupru, fluorura de sodiu, fluorosilicatul de sodiu etc.); derivaţii organici solubili în apă (fenolii, crezolii sau hidroxitoluolii, dinitrofenolatul de sodiu etc.); substanţe antiseptice mixte, care conţin în

– derivați organici insolubili în apă (gudronul de huilă, uleiul de creuzet, țițeiul, gudronul de lemn din șisturi bituminoase și de turbă), aceștia fiind folosiți numai pentru protecția lemnului rotund din construcții sau la poduri;

– substanțe antiseptice gazoase (anhidrida sulfuroasă, aldehida formică, cloropicrina etc.), folosite numai la dezinfectarea superficială a lemnului, pentru distrugerea sporilor și a miceliilor de pe suprafața lemnului infectat;

– paste antiseptice, fabricate fie pe bază de fluorură de sodiu, fie pe bază de fluorosilicat, utilizate pentru protejarea elementelor de construcție care nu sunt direct sub acțiunea umidității din atmosferă sau din sol.

Toate aceste substanțe trebuie să corespundă condițiilor cerute de STAS 650–83 și STAS 651–83.

Tratarea lemnului cu antiseptice, în vederea conservării lui, se poate face prin una din următoarele două metode:

– metoda prin pătrundere, după unul din următoarele procedee: prin osmoză, prin imersiune (îmbăiere) și prin impregnare sub presiune;

– metoda prin acoperire cu paste antiseptice.

Pentru a se atinge scopul, lemnul căruia i se aplică unul din procedeele enumerate trebuie să fie perfect sănătos, uscat și prelucrat în forma definitivă.

2.1.6. COMPORTAREA LEMNULUI LA FOC ȘI MĂSURILE DE PROTECȚIE CONTRA INCENDIULUI

Comportarea lemnului la foc. Sub influența unei temperaturi mai mari de 105°C, lemnul începe să se descompună termic în mod progresiv, cu degajarea în același timp a unor gaze inflamabile (hidrogen, metan și etan). În prezența aerului și a căldurii, la o anumită temperatură și după o anumită durată de acțiune a focului, lemnul începe să ardă. Arderea este un proces de oxidare foarte rapidă a lemnului, în pezența oxigenului din atmosferă, transformându-se în bioxid de carbon și apă:

$$(C_6H_{10}O_5 + 6O_2 \rightarrow 6CO_2 + 5H_2O).$$

În cazul în care aerul lipsește în timpul descompunerii termice, arderea nu poate avea loc din lipsă de oxigen, producându-se astfel distilarea uscată a lemnului.

În decursul procesului de încălzire a lemnului sub flacăra directă, temperatura gazelor degajate poate atinge unul din următoarele puncte caracteristice:

– punctul de inflamabilitate (t = 225 ... 250°C), când au loc scurte explozii ale gazelor de ardere formate prin descompunerea termică a lemnului;

– punctul de ardere (t = 260 ... 290°C), când se formează o flacără continuă.

Pericolul de ardere a lemnului apare nu numai în cazul unui contact direct cu flacăra, ci și prin autoaprindere, care se poate produce în urma unei încălziri de lungă durată a lemnului, când temperatura gazelor degajate atinge așa-numitul punct de autoaprindere (t = 330 ... 470°C).

Temperatura corespunzătoare fiecăruia dintre punctele caracteristice arătate mai sus diferă de la o specie la alta, depinzând de densitatea lemnului. Cu cât densitatea

este mai mică, cu atât inflamabilitatea este mai mare; cu alte cuvinte, inflamabilitatea și viteza de ardere a lemnului cresc concomitent cu porozitatea acestuia.

Cu toate că inflamabilitatea lemnului este destul de mare, pericolul de prăbușire neașteptată a construcțiilor din lemn în timpul incendiilor este mult mai mic decât în cazul construcțiilor din piatră, cărămidă sau oțel neprotejat. Acestea, încălzindu-se ușor la temperaturi înalte, se deteriorează, pierzându-și stabilitatea, fapt care duce la prăbușirea neașteptată a lor în timpul incendiilor. Lemnul, în timpul arderii se carbonizează încet, iar stratul de cărbune format la exterior, având un coeficient de conductivitate termică mai mic decât lemnul, apără zonele centrale ale acestuia împotriva distrugerii, întârziind astfel prăbușirea construcției.

Măsurile de protecție contra incendiilor. Lemnul nu poate fi făcut incombustibil, dar poate fi făcut greu combustibil și neinflamabil, prin: măsuri constructive (în cazul construcțiilor existente); măsuri chimice prin impregnarea pieselor de lemn, de obicei înainte de punerea lor în operă, cu diferite substanțe ignifuge.

Dintre măsurile constructive folosite în mod curent, se pot aminti: spoirea suprafețelor cu lapte de var sau cu suspensii apoase de argilă, măsuri puțin eficace, din cauza desprinderii după uscare a peliculei izolatoare; spoirea suprafețelor cu suspensii de silicat; tencuirea pe rabiț cu mortar de ipsos; executarea unei zidării de protecție din cărămidă în jurul elementelor de susținere (stâlpi); placarea ușilor cu tablă de oțel, pentru a întârzia propagarea incendiilor dintr-o încăpere în alta; vopsirea superficială cu anumite substanțe ignifuge, care formează pelicule izolatoare chiar sub acțiunea flăcării, cum sunt: silicatul de sodiu (sticla solubilă) și vopsele cu unele rășini sintetice cu conținut de azot legat chimic.

Silicatul de sodiu, sub acțiunea focului, se topește și acoperă suprafața cu un smalț protector, iar rășina se umflă și se carbonizează, dând o peliculă termoizolatoare (acestea din urmă trebuie controlate din punct de vedere calitativ, în sensul de a nu fi combustibile).

Rezultate mai bune se pot obține prin folosirea unei suspensii de silicat de sodiu cu un adaos de ciment și nisip fin, mărindu-se astfel gradul de rezistență la foc.

Măsurile chimice de protecție a lemnului constau în impregnarea acestuia cu substanțe ignifuge, capabile să degaje apa de cristalizare prin încălzire, acoperind astfel obiectul cu o peliculă protectoare împotriva focului, sau să se descompună, degajând o cantitate mare de gaze necombustibile, care îndepărtează oxigenul din aer de pe suprafața lemnului și diluează gazele de ardere degajate de masa lemnoasă.

Impregnarea lemnului cu substanțe ignifuge constituie un mijloc mai sigur decât acoperirea cu vopsele ignifuge, întrucât substanțele ignifuge pătrund în interiorul lemnului la o adâncime mai mare.

Pentru a putea fi folosite cu succes în vederea ignifugării lemnului, substanțele ignifuge trebuie să satisfacă condițiile prevăzute de STAS 652–83.

Substanțele folosite în mod frecvent pentru ignifugarea lemnului se pot grupa astfel: sărurile de amoniu (bifosfatul de amoniu, sulfatul de amoniu și clorura de amoniu); unele săruri de sodiu și potasiu (carbonat de sodiu, bicarbonat de sodiu, carbonatul de potasiu); alaunii (sulfatul dublu de aluminiu și potasiu, sulfatul dublu

Deoarece, în practică, lemnului folosit în construcţii trebuie să i se asigure concomitent atât rezistenţa la foc cât şi rezistenţa împotriva putrezirii, de regulă, în substanţele ignifuge se mai introduc şi diferite substanţe antiseptice (fungicide), de obicei fluorura de sodiu.

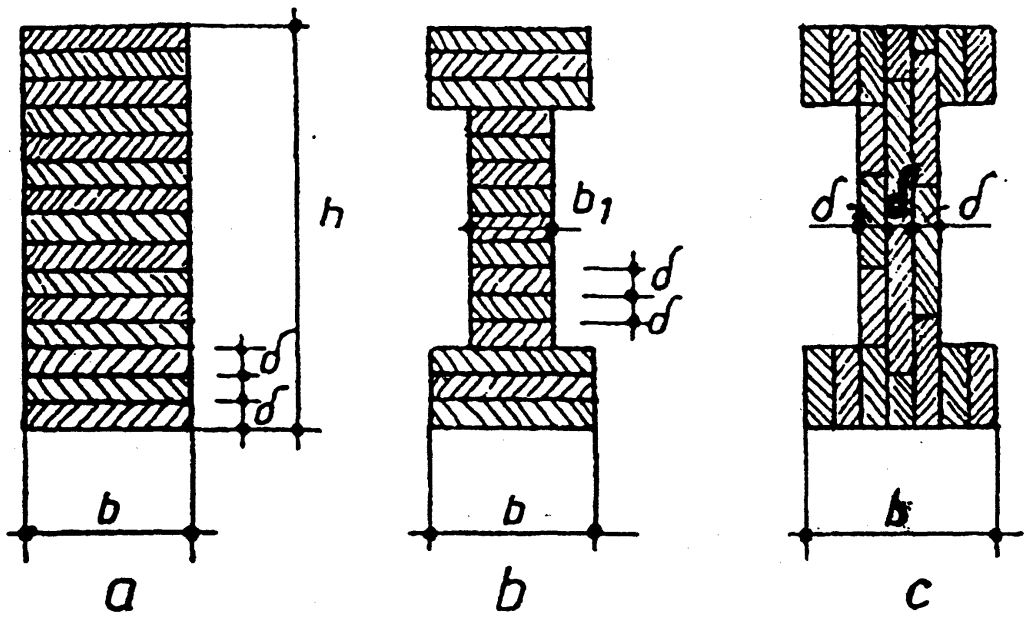
Impregnarea lemnului cu substanţe ignifuge se face prin aceleaşi procedee ca şi în cazul impregnării cu substanţe antiseptice (fungicide), consumul mediu de compoziţie ignifugă uscată fiind de 5–8% din greutatea lemnului de impregnat.

2.2. LEMN ÎNCLEIAT

Prin lemn încleiat se înţelege un produs nou, cu calităţi superioare, obţinut în urma unui proces de asamblare (îmbinare), prin încleierea mai multor piese-lamele din lemn ecarisat (scânduri, dulapi, rigle etc.) şi prin respectarea anumitor reguli şi condiţii tehnice de execuţie. Acest procedeu stă la baza realizării unei game foarte largi de tipuri de elemente de rezistenţă pentru construcţii civile, industriale şi agricole.

Prin încleiere se înţelege operaţia în urma căreia două sau mai multe piese de lemn sunt îmbinate între ele prin intermediul unei pelicule de clei sau adeziv. Lemnul încleiat se consideră, din punct de vedere al proprietăţilor mecanice, ca un monolit, deoarece prin intermediul rosturilor încleiate se realizează practic o legătură perfect rigidă între piesele asamblate. Pentru realizarea elementelor din lemn încleiate se utilizează, de obicei, cleiuri rezistente la acţiunea umidităţii, la intemperii şi biodegradare, iar lemnul folosit trebuie să corespundă anumitor cerinţe privind conţinutul de umiditate, categoria de calitate şi dimensiunile în secţiune transversală.

Caracteristica principală a lemnului încleiat constă în aceea că din el se poate realiza o varietate foarte largă, practic nelimitată, de elemente şi structuri de rezis-



tență, atât în ceea ce privește tipurile constructive (grinzi, ferme, arce, cadre etc.), cât și forma secțiunii transversale (fig. 2.8).

O altă caracteristică importantă a lemnului încleiat constă în aceea că poate fi realizat din piese de dimensiuni mici și de calități diferite, asigurându-se astfel folosirea rațională și valorificarea superioară a cherestelei. Totodată, prin încleiere se obțin îmbinări fără slăbiri ale secțiunii transversale, iar forma acesteia se poate realiza astfel încât să permită folosirea cât mai rațională a materialului, în funcție de natura și mărimea solicitării.

Deoarece, în general, cleiurile folosite în construcții se caracterizează prin rezistența la forfecare superioară rezistenței la forfecare a lemnului obișnuit, lemnul încleiat poate fi considerat practic un monolit perfect. În cazul unei alcătuiri corecte a secțiunii, lemnul încleiat se bucură de proprietăți fizico-mecanice superioare lemnului obișnuit. Sporul de rezistență se obține pe seama unei dispuneri raționale a materialului de calități diferite pe înălțimea secțiunii transversale, ținând seama de natura și mărimea eforturilor unitare, determinate de solicitările la care este supus elementul de construcție. Totodată, prin folosirea lamelelor cu dimensiunile secțiunii transversale relativ mici, efectul negativ al diferitelor defecte , specifice materialului lemnos (noduri, crăpături etc.), asupra rigidității și capacității de rezistență a unui element din lemnul lamelat încleiat este cu mult mai redus decât în cazul unui element identic, executat din lemn obișnuit. Reducerea efectului negativ al defectelor se poate explica prin aceea că în cazul lemnului încleiat, influența acestora se manifestă numai pe o înălțime mică a secțiunii, egală cu grosimea unei lamele (scânduri sau dulapi), deoarece suprapunerea lor în aceeași secțiune este, practic, puțin probabilă.

Ținând seama de cele arătate mai sus, lemnul încleiat, tratat cu substanțe antiseptice și ignifuge, apare în etapa actuală ca unul dintre materialele moderne de cosntrucții. Datorită calităților lui tehnico-constructive deosebite și a posibilităților mari de industrializare a execuției, elementele și structurile de rezistență din lemn încleiat satisfac în mare măsură exigențele actuale în construcții privind reducerea greutății proprii și, îndeosebi, a consumului de energie înglobată.

2.3. PRODUSE NOI PE BAZĂ DE LEMN FOLOSITE ÎN CONSTRUCȚII

În industria cherestelei și a celei de prelucrare a lemnului în produse finite, rezultă cantități foarte mari de deșeuri de lemn, precum: coajă, lătunoaie, rămășițe rezultate de la tivirea cherestelei, capete de scânduri, bușteni etc., rumeguș, rebuturi

În țara noastră, datorită unei griji deosebite acordate folosirii raționale și valorificării superioare a lemnului, a fost creată o puternică industrie a lemului, cu largi posibilități și în ceea ce privește utilizarea deșeurilor rezultate din pelucrarea masei lemnoase, îndeosebi la fabricarea unor produse noi din lemn (plăci de așchii de lemn – PAL, plăci din fibre de lemn – PFL etc.).

Ameliorarea lemnului constituie o problemă de bază în procesul valorificării superioare și complexe a materialului lemnos. Structura lemnului poate fi modificată prin diferite tratamente (termice, fizice și mecanice), obținându-se în felul acesta structuri diferite de cea naturală și cu proprietăți fizico-mecanice superioare.

Lemnul ameliorat, datorită proprietăților lui, a căpătat o largă utilizare în diverse domenii de activitate, dar mai cu seamă în domeniul construcțiilor, constituind un prețios material de construcție și cu perspective mari în viitor.

Dintre produsele noi pe bază de lemn, folosite în mod frecvent în construcții, se menționează: placaje de exterior; plăci din așchii de lemn – PAL; plăci din fibre de lem – PFL; lemn stratificat.

2.3.1. **PLACAJ DE CONSTRUCȚII**

Prin placaj se înțelege un panou de diferite dimensiuni, format dintr-un număr impar (3–9) de straturi de furnire suprapuse, de obicei alternativ, perpendiculare pe direcția fibrelor, obținute prin încleierea și presarea la cald.

Din punct de vedere al utilizării, placajele se împart în: placaje obișnuite sau de uz general, folosite îndeosebi în industria mobilei, și placaje de exterior sau cu utilizări speciale (placaj bachelitizat, placaj cu armături metalice sau textile, placaj blindat cu foi metalice etc.), folosite în construcții, aviație, construcții de nave etc.

După anomaliile și defectele furnirului tehnic al stratului exterior, placajele se clasifică în 5 categorii (A, B, C, D, E), iar după categoria straturilor exterioare, în 5 clase de calitate (A/C, B/C, C/D, D/D, E/E).

Notarea placajelor se face prin indicarea speciei, clasei de calitate, formatului și grosimii; de exemplu: placaj de fag A/B 2000 × 1250 × 10, STAS 1245–86.

Placajele folosite în construcții, conform STAS 1245–86 și STAS 7004–86, trebuie să îndeplinească, în afara condițiilor de formă, dimensiuni, aspect etc. și anumite condiții privind: rezistența încleierii la forfecare, rezistența la compresiune, încovoiere și tracțiune etc.

Proprietățile fizico-mecanice mai importante ale placajelor de exterior, din furnire de fag, sunt date în tabelul 2.3.

La noi în țară, placajele de exterior se realizează cu grosimi de: 6; 8; 10; 12 și 15 mm, din 3; 4; 5; 7 și 9 straturi, ale căror formate mai uzuale sunt: 1000 × 1220 mm; 1220 × 2220 mm; 1220 × 1525 mm; 2000 × 1250 mm.

În construcții, placajele de exterior au început să aibă, mai ales în ultimul timp, o largă utilizare și la realizarea unor elemente de rezistență, fie sub forma unor panouri de perete sau acoperiș, fie sub forma unor grinzi de diferite tipuri utilizate în construcții de acoperișuri, cu caracter permanent sau provizoriu.

Tabelul 2.3

Caracteristici fizico-mecanice ale placajelor de exterior din furnire de fag

Nr. crt.	Indicele	UM	Tipul de placaj	
			F (încleiat cu filme de răşină fenolformal-dehidică)	*S* (încleiat cu soluţie de răşină formaldehidică)
0	1	2	3	4
1	Densitatea aparentă (ρ_a)	daN/m^3	*min* 680	650–740
2	Conductivitate termică (λ)	kcal/m · h · · grd · C W/m · grd	0,20	0,20
3	Modulul de elasticitate la încovoiere statică cu sarcină concentrată perpendiculară pe straturi, axul longitudinal al epruvetei fiind paralel cu direcţia fibrelor straturilor exterioare de furnir *(E)*:			
	– în stare uscată *(U)* = 7%)	daN/cm^2	77 000	83 700
	– în stare umedă (după 24 h imersie în apă)	daN/cm^2	46 000	50 000
4	Modulul de elasticitate la încovoiere statică sub sarcină concentrată paralelă cu straturile, axul longitudinal al epruvetei fiind paralel cu fibrele straturilor exterioare de furnire (E):			
	– în stare uscată (U = 7%)	daN/cm^2	111 000	
	– în stare umedă (după 24 h imersie în apă)	daN/cm^2	28 970	
5	Rezistenţa la rupere la compresiune paralel cu straturile, axul longitudinal al epruvetei fiind paralel cu direcţia fibrelor foilor exterioare de furnir (R_c):			
	– în stare uscată (U = 7%)	daN/cm^2	400	435
	– în stare umedă (după 24 h imersie în apă)	daN/cm^2	120	155
6	Rezistenţa de rupere la încovoiere statică sub sarcină concentrată, perpendiculară pe straturi, axul longitudinal al epruvetei fiind paralel cu direcţia fibrelor foilor exterioare de furnir (R_i):			
	– în stare uscată (U = 7%)	daN/cm^2	730	780
	– în stare umedă (după 24 h imersie în apă)	daN/cm^2	395	430
7	Rezistenţa la rupere la încovoiere statică sub sarcină concentrată paralelă cu straturile, axul longitudinal al epruvetei fiind paralel sau perpendicular pe direcţia fibrelor foilor exterioare de furnir (R_i):			
	– în stare uscată (U = 7%)	daN/cm^2	–	560

Tabelul 2.3 (continuare)

0	1	2	3	4
8	Rezistenţa de rupere la tracţiune paralelă cu straturile, axul longitudinal al epruvetei fiind (R_t):			
	– paralel cu direcţia straturilor exterioare de furnir ($U = 7\%$)	daN/m²	435	570
	– perpendicular pe direcţia straturilor exterioare de furnir, în stare uscată ($U = 7\%$)	daN/cm²	385	450
9	Rezistenţa la forfecare a placajului, planul de forfecare fiind perpendicular pe straturi, iar direcţia forţei (R_f):			
	– paralelă pe direcţia fibrelor straturilor exterioare de furnir, în stare umedă	daN/cm²	–	115
	– perpendiculară pe direcţia fibrelor straturilor exterioare de furnir, în stare umedă	daN/cm²	–	140

2.3.2. PLĂCI DIN AŞCHII DE LEMN (PAL)

Plăcile din aşchii de lemn se produc prin aglomerarea aşchiilor de lemn cu ajutorul unui adeziv, sub influenţa presiunii şi căldurii. Ele se prezintă sub formă de semifabricate, foarte variate din punct de vedere al dispoziţiei aşchiilor şi al dimensiunilor, al felului şi calităţii liantului, gradului de preparare etc.

Plăcile din aşchii de lemn aglomerate se pot clasifica:

– după greutatea specifică: uşoare $\rho_a \leq 400$ daN/m³; semigrele $\rho_a = 400–850$ daN/m³; grele $\rho_a \geq 850$ daN/m³;

– după materia primă folosită: plăci de răşinoase; plăci de foioase moi; plăci de foioase tari; plăci de aşchii amestecate.

În general, plăcile din aşchii de lemn se realizează în trei tipuri principale de plăci aglomerate din aşchii de lemn: plăci stratificate; plăci omogene pline; plăci omogene cu goluri.

În funcţie de destinaţie, plăcile se livrează şlefuite sau neşlefuite şi se pot folosi în culoarea naturală sau colorate cu baiţuri.

Plăcile aglomerate, pe lângă faptul că au o mare utilizare la producerea mobilei, capătă o întrebuinţare tot mai largă şi în construcţii, fie sub forma unor elemente portante sau autoportante, utilizate în general la realizarea barăcilor, fie ca elemente de finisaj-tencuieli uscate, lambriuri şi pereţi despărţitori sau la căptuşeala propriu-zisă a pereţilor din beton şi cărămidă etc.

Pentru ridicarea calitativă a placajelor, se pot folosi: plăci furniruite, acoperite

Dintre tipurile de plăci din aşchii de lemn care se fabrică la ora actuală în ţara noastră şi care se pot folosi cu mult succes şi eficienţă tehnico-economică în construcţii, se menţionează:

- plăci de interior antiseptizate şi ignifugate: PAL-AI (STAS 10164–80);
- plăci de exterior: PAL-CON (STAS 10371–86).

Plăci de interior antiseptizate şi ignifugate. Plăcile din aşchii de lemn antiseptizate şi ignifugate sunt aglomerate (încleiate) cu răşină ureoformaldehidică şi presate perpendicular pe feţe, având înglobate în cursul fabricaţiei substanţe de protecţie contra ciupercilor şi insectelor xilofage şi a focului.

Plăcile de interior se fabrică în trei clase de calitate (A, B, C), având următoarele dimensiuni:

- grosimi: 8; 10; 12; 16; 18; 22 mm.
- formate: 3660 × 1830 mm; 1830 × 1830 mm.

Principalele caracteristici fizico-mecanice sunt prezentate în tabelul 2.4.

Tabelul 2.4

Caracteristici fizico-mecanice ale plăcilor de interior antiseptizate şi ignifugate

Caracteristica	UM	PAL cu feţe normale		PAL cu feţe fine		
		Cal. A–B	Cal. C	Cal. A	Cal. B	Cal. C
Densitate	daN/cm³	550–800		680–850		
Umiditatea la livrare	%	8±2		8±2		
Umflarea în grosime după 2 h imersie în apă	%	*max* 14	*max* 16			
Rezistenţa la încovoiere statică:						
– plăci de 8–12 mm	daN/cm²	200	180	205	205	190
– plăci de 16–18 mm	daN/cm²	180	160	185	185	170
– plăci de 22 mm	daN/cm²	160	140	165	165	150

Plăci de exterior. Plăcile din aşchii de lemn exterior sunt încleiate, de obicei, cu răşini fenolice şi presate perpendicular pe feţe, fiind destinate pentru lucrări exterioare.

Plăcile de exterior se produc în următoarele două tipuri:

- I.100, cu încleiere rezistentă la fierbere în apă;
- I.100, cu încleiere rezistentă la fierbere în apă, la atacul ciupercilor şi insectelor xilofage.

Ambele tipuri se fabrică cu următoarele dimensiuni normale:

- grosimi: 8; 12; 16; 18; 22; 25 mm;
- formate: 2500 × 1220 mm; 3000 × 1220 mm.

2.3.3. PLĂCI DIN FIBRE DE LEMN (PFL)

Plăcile din fibre de lemn sunt semifabricate din lemn, constituite din fibre izolate sau din fascicule de fibre de lemn, sau din alte materiale lignocelulozice obţinute prin defibrarea mecanică sau chimico-mecanică, împâslite şi încleiate între ele

Plăcile fibrolemnoase se împart, în funcţie de densitatea aparentă şi aspectul suprafeţei, în următoarele sortimente:

- plăci fibrolemnoase poroase (ρ = 220–400 daN/m^3);
- plăci fibrolemnoase semidure (ρ = 550–750 daN/m^3);
- plăci fibrolemnoase dure (*min* ρ = 850 daN/cm^3);
- plăci fibrolemnoase extradure (uleiate) (*min* ρ = 950 daN/cm^3).

Fabricarea plăcilor din fibre de lemn constă dintr-un proces complex, folosind ca materie primă sortimentele lemnoase inferioare şi deşeurile de la prelucrarea lemnului, sub formă de lemn rotund subţire sau rămăşiţe de la debitarea cherestelei.

Plăcile poroase (STAS 7848–78) se fabrică în trei tipuri: plăci moi netratate – PFL-N; plăci moi bitumate şi antiseptizate – PFL m-BA.

Toate plăcile poroase se fabrică în două clase de calitate (calitatea I şi II).

Plăcile semidure sau cu densitate medie (PFL-DM) se fabrică în 3 clase de calitate (A, B, C), având: grosimea de 12; 14; 16 şi 18 mm; lăţimea de 1220 mm; lungimi de 2440, 2750 şi 3050 mm.

Plăcile dure se produc în două clase de calitate (I şi II), iar plăcile extradure într-o singură clasă de calitate.

Tabelul 2.5

Dimensiunile plăcilor fibrolemnoase poroase

Formatul mm	Grosimea plăcii şi abaterea [mm]				
	8 ± 0,4	10 ± 0,5	12,5 ± 0,6	16 ± 0,8	20 ± 1
1830 × 1220	x	x	0	0	0
2440 × 1220	0	0	0	0	x
2750 × 1220	x	x	x	x	0
3050 × 1220	0	0	0	0	0
3660 × 1220	x	x	0	0	x
5500 × 1220	x	x	x	x	0

Notă: 0 = dimensiuni curente; x = dimensiuni de comandă.

Tabelul 2.6

Dimensiunile plăcilor din fibre de lemn dure şi extradure

Formatul mm	Grosimea plăcii şi abaterea [mm]				
	2,5*	3,2	4	5	6
1830 × 1700	x	0	0	0	x
2150 × 845	–	x	x	0	x
2745 × 1700	x	0	0	0	x
3350 × 1700	–	x	x	0	x
3600 × 1700	x	0	0	x	x
5500 × 1700	x	0	0	x	x

Notă: 0 = dimensiuni curente; x = dimensiuni de comandă; * = dimensiuni numai pentru plăci dure.

Dimensiunile normale în care se produc plăcile fibrolemnoase poroase sunt

Proprietăţile fizico-mecanice mai importante pentru plăcie fibrolemnoase sunt date în tabelul 2.7.

Tabelul 2.7

Caracteristicile fizico-mecanice mai importante pentru plăcile fibrolemnoase dure şi extradure

Nr. crt.	Indicele	UM	Plăci dure standard şi cu pastă mecanică, calitatea:		Plăci extradure uleiate
			I	II	
1	Densitatea aparentă	daN/m^3	*min* 850	*min* 850	*min* 850
2	Rezistenţa de rupere la încovoiere statică	daN/cm^2	*min* 400	*min* 300	*min* 600
3	Rezistenţa de rupere la compresiune paralelă cu planul plăcii	daN/cm^2	265 la grosimea de 4 mm	–	340
4	Rezistenţa de rupere la întindere paralelă cu suprafaţa plăcii	daN/cm^2	*min* 150	*min* 130	*min* 300

Utilizarea plăcilor fibrolemnoase în construcţii este foarte variată: pardoseli; pereţi despărţitori; căptuşeli interioare; tavane; acoperişuri; cofraje etc.

În construcţiile moderne, plăcile fibrolemnoase se folosesc tot mai mult la realizarea pereţilor despărţitori şi a tencuielilor uscate, care se pot aplica pe orice fel de perete interior sau exterior de cărămidă, piatră sau lemn.

Plăcile înnobilate emailate şi melaminate pot servi ca: lambriuri decorative sau căptuşeli speciale pentru holuri, săli de recepţie, biblioteci, spitale, laboratoare etc.

Plăcile poroase bitumate şi mai ales plăcile bitumate şi antiseptizate (PFLm-BA) se folosesc cu mult succes la realizarea izolaţiei termice şi fonice, atât la acoperişuri uşoare cât şi la pardoseli peste subsol.

Plăcile dure şi extradure se realizează cu bune rezultate în construcţii la realizarea cofrajelor de inventar, asigurându-se astfel obţinerea unor suprafeţe perfect netede, plane sau curbe, şi o economie importantă de cherestea.

În ultimul timp, plăcile fibrolemnoase dure şi extradure, datorită multiplelor calităţi, sunt tot mai mult folosite la realizarea elementelor de construcţii portante şi autoportante: panouri de acoperiş; căpriori; pene; grinzi etc.

2.3.4. LEMN STRATIFICAT

Acesta este un produs nou şi se obţine prin încleierea şi presarea la cald a furnirelor tehnice de fag.

După gradul de presare, se disting următoarele două categorii:

– lemn stratificat nedensificat (LSN);

Lemnul stratificat nedensificat (STAS 10031–80) se produce într-o singură clasă de calitate, având următoarele dimensiuni nominale:

– grosimi: 10–40 mm, din 5 în 5 mm;

– formate: 1175 × 900 mm, 1250 × 920 mm pentru grosimi de 10–40 mm; 2000 × 1250 mm, 2200 × 1250 mm pentru grosimi de 10–60 mm.

Principalele caracteristici fizico-mecanice, corespunzătoare celor două categorii de lemn stratificat, sunt prezentate în tabelul 2.8.

Tabelul 2.8

Caracteristici fizico-mecanice pentru lemnul stratificat

Caracteristica	UM	Lemn stratificat	
		Nedensificat	Densificat
Umiditatea la livrare	%	8 ± 2	8 ± 2
Densitatea	daN/m³	800–1000	1300
Rezistenţa la compresiune paralelă cu fibrele straturilor exterioare	daN/cm²	550– 800	1000– 1400
Rezistenţa la tracţiune paralelă cu fibrele straturilor exterioare	daN/cm²	–	2000–2200
Rezistenţa la încovoiere statică perpendiculară pe straturi	daN/cm²	800–1000	1300–1800
Rezistenţa la forfecare	daN/cm²		140– 150

Din analiza datelor prezentate în tabelul 2.8, rezultă că lemnul stratificat, datorită calităţilor deosebite, constituie un preţios material modern de construcţie, care poate înlocui în bune condiţii materialele tradiţionale şi îndeosebi oţelul.

PROIECTAREA ŞI CALCULUL ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢII DIN LEMN

3.1. REGULI GENERALE

La proiectarea construcţiilor din lemn se vor respecta toate cerinţele de rezistenţă, stabilitate şi durabilitate, adoptând soluţii constructive eficiente şi măsuri de protecţie contra putrezirii (STAS 2925-86), care să asigure o bună conservare în timp a materialului folosit. Totodată, se vor lua măsuri ca aceste construcţii să fie ferite de temperaturi ridicate. Temperatura maximă a mediului înconjurător în care ele pot fi exploatate se limitează la +55°C, avându-se în vedere, totodată, şi normele în vigoare cu privire la preîntâmpinarea pericolului de incendii.

La alegerea sistemului constructiv se va ţine seama de calitatea şi conţinutul de umiditate ale materialului folosit. În cazul în care materialul lemnos are o umiditate mare, iar pe şantier nu există posibilitatea de a-l usca în timp util, se vor adopta acele sisteme constructive la care uscarea lemnului nu provoacă deformaţii periculoase sau eforturi unitare suplimentare.

Pentru construcţiile de lemn supuse acţiunii unor agenţi chimici, care atacă oţelul, sunt de preferat soluţiile constructive care nu necesită piese metalice, deoarece protecţia acestora este anevoioasă şi costisitoare.

În vederea asigurării unei eficienţe tehnico-economice sporite, la proiectarea construcţiilor din lemn se recomandă utilizarea acelor sisteme constructie care permit folosirea raţională şi valorificarea superioară a materialului lemnos, pretându-se, totodată, la o execuţie mecanizată a elementelor constructive în ateliere sau fabrici de specialitate. În acest sens, pot fi menţionate elementele şi structurile de rezistenţă din lemn şi metal, din lemn încleiat sau din lemn încleiat şi produse superioare din lemn (placaj de construcţie, plăci fibrolemnoase dure etc.). Lemnul încleiat, tratat cu substanţe antiseptice şi ignifuge, datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă din punct de vedere tehnic şi constructiv, apare în etapa actuală ca unul din materialele de construcţii de prim rang.

În cazul elementelor constructive executate din mai multe piese sau cu secţiune compusă, îmbinarea acestora va trebui să asigure o repartizare (transmitere) raţională a eforturilor în toate piesele componente. În acest sens, legăturile folosite pentru realizarea îmbinării trebuie să fie de acelaşi tip (şuruburi, cuie etc.) şi cu aceleaşi caracteristici geometrice şi elastice.

Pentru a ţine seama de influenţa negativă a eventualelor defecte (noduri, crăpături etc.) din zona îmbinării, tipul şi numărul legăturilor (şuruburi, cuie etc.) se

În vederea evitării apariției unor solicitări suplimentare în îmbinare, efortul trebuie transmis, pe cât posibil, centric (axial), condiție obligatorie mai ales pentru elementele întinse. În acest sens, dispunerea legăturilor (șuruburilor, cuielor etc.) într-o îmbinare trebuie să fie simetrică în raport cu axa elementului.

La elementele comprimate, înnădirea pieselor se va realiza cu ajutorul a două eclise, având lungimea egală cu cel puțin de 3 ori grosimea pieselor înnădite, prinderea lor făcându-se constructiv cu cel puțin 2 sau 4 șuruburi (după cum lățimea pieselor este mai mică sau mai mare de 16 cm), așezate de fiecare parte a rostului, în secțiuni diferite.

În alegerea modului de execuție a îmbinării se va acorda prioritate acelor tipuri care se pretează la o execuție mecanizată, montare ușoară și permit efectuarea controlului și după executarea construcției.

Elementele de rezistență cu secțiune simplă trebuie să aibă aria netă de cel puțin 40 cm^2 și minimum jumătate din aria brută a secțiunii. De asemenea, grosimea secțiunii slăbite trebuie să fie de minimum 3 cm, iar grosimea secțiunii brute de 6 cm.

În cazul elementelor de rezistență cu secțiune compusă, realizate din scânduri bătute în cuie, trebuie ca grosimea minimă a unei piese (scânduri) să fie de cel puțin 2,4 cm, iar aria secțiunii transversale de cel puțin 14 cm^2.

Pentru realizarea elementelor de rezistență din lemn încleiat, se recomandă ca sortimentele de cherestea folosite să aibă o lungime de cel puțin 250 cm, iar grosimea lor să nu depășească 4 cm. Se impune, de asemenea, ca adezivul folosit să fie rezistent la acțiunea umidității și a intemperiilor, iar umiditatea pieselor din pachet care urmează să fie încleiate, nu trebuie să depășească 15%. Placajele de construcție folosite la alcătuirea elementelor încleiate cu secțiunea compusă se vor realiza din cel puțin 5 straturi de furnir.

Calculul elementelor de construcții din lemn și al construcțiilor în ansamblul lor se efectuează cu considerarea celor mai defavorabile grupări de încărcări (acțiuni) care pot să apară în decursul executării sau exploatării acestora.

Pentru calculul elementelor de acoperiș (șarpantei) se iau în considerație următoarele grupări de încărcări (acțiuni):

– încărcarea permanentă, inclusiv greutatea proprie și încărcarea cu zăpadă;

– încărcarea permanentă, inclusiv greutatea proprie, presiunea vântului și jumătate din încărcarea cu zăpadă;

– încărcarea permanentă, inclusiv greutatea proprie și o forță concentrată $P = 100$ daN, reprezentând un om cu uneltele lui.

În cazul în care distanța dintre axele scândurilor (care formează astereala) este ≤15 cm, se admite că forța concentrată P se distribuie la două scânduri, iar dacă distanța dintre axele scândurilor este >15 cm, forța P se distribuie la o singură scândură.

În cazul podinilor formate din două straturi suprapuse (unul de uzură și unul de rezistență), se cosideră că forța concentrată P se distribuie pe o lățime de 50 cm.

În general, elementele de acoperiș (șarpantă) se calculează ca grinzi simplu rezemate, iar deschiderile de calcul se vor considera egale cu lumina dintre reazeme, sporită cu 10 cm, însă cel mult cu distanța dintre axele reazemelor.

În cazul construcţiilor de lemn nu se ţine seama în calcul de eforturile suplimentare ce iau naştere din cauza variaţiei de temperatură, respectiv în urma uscării şi umflării lemnului.

Se neglijează de asemenea în calcul efectul favorabil al forţelor de frecare, luându-se în consideraţie însă efectul defavorabil al frecării, care poate duce la apariţia unor eforturi suplimentare sau la creşterea unghiului dintre direcţia efortului de strivire şi direcţia fibrelor etc.

Calculul barelor supuse la eforturi alternative şi al prinderilor acestora în noduri se face pentru 1,3 ori efortul maxim (de întindere sau compresiune) din bară, dacă acesta nu provine numai din încărcări temporare (zăpadă, vânt).

Calculul de rezistenţă şi rigiditate al elementelor construcţiilor de lemn se va face în domeniul elastic după metoda „rezistenţelor admisibile" (STAS 856-71). Aceasta nu exclude însă posibilitatea folosirii şi a metodei „stărilor limită", bazată pe utilizarea rezistenţelor de calcul.

Eforturile unitare calculate nu trebuie să difere de rezistenţele admisibile (de calcul) corespunzătoare speciei materialului lemnos folosit, decât cu 3% în plus sau cu 5% în minus, dacă elementul de construcţie nu trebuie dimensionat constructiv.

3.2. PROPRIETĂŢILE MECANICE ALE LEMNULUI

Stabilirea corectă a dimensiunilor elementelor construcţiilor de lemn supuse la diferite solicitări reclamă cunoaşterea proprietăţilor mecanice, respectiv a rezistenţei materialului lemnos din care sunt realizate.

În general, proprietăţile mecanice ale lemnului depind de o serie de factori, dintre care cei mai importanţi sunt: caracterul şi natura solicitării; viteza de încărcare sau durata de solicitare; structura, defectele şi starea de umiditate a lemnului etc.

Din studiile experimentale efectuate în acest sens, s-a putut constata că rezistenţa de rupere, ca mărime obţinută pe aceleaşi epruvete, diferă după cum caracterul (modul) de acţionare a forţelor exterioare este static, dinamic sau prin vibraţii. Mărimea rezistenţei de rupere diferă, de asemenea, în funcţie de natura solicitării (întindere, compresiune, încovoiere etc.). Totodată, s-a mai constat că rezistenţa de rupere depinde în mare măsură de viteza de aplicare sau de durata de acţiune a sarcinii, precum şi de natura structurii şi starea de umiditate a lemnului. Influenţa unora dintre factorii amintiţi asupra proprietăţilor mecanice ale lemnului, sub toate aspectele, nu este în suficientă măsură cunoscută până în prezent.

Cel mai mult sunt studiate proprietăţile mecanice ale lemnului determinate pentru solicitări statice de scurtă durată, iar cele de lungă durată constituie obiectul preocupărilor actuale. Cunoaşterea proprietăţilor mecanice de durată ale lemnului prezintă o importanţă practică deosebită, mai ales pentru proiectarea şi realizarea construcţiilor de lemn cu caracter permanent, a căror pondere în etapa actuală este

Proprietățile mecanice ale lemnului se determină în laborator prin încercări făcute la mașini de încercat, în anumite condiții prevăzute de norme, pe epruvete mici, cu dimensiuni standardizate și executate dintr-un lemn fără defecte (fig. 3.1).

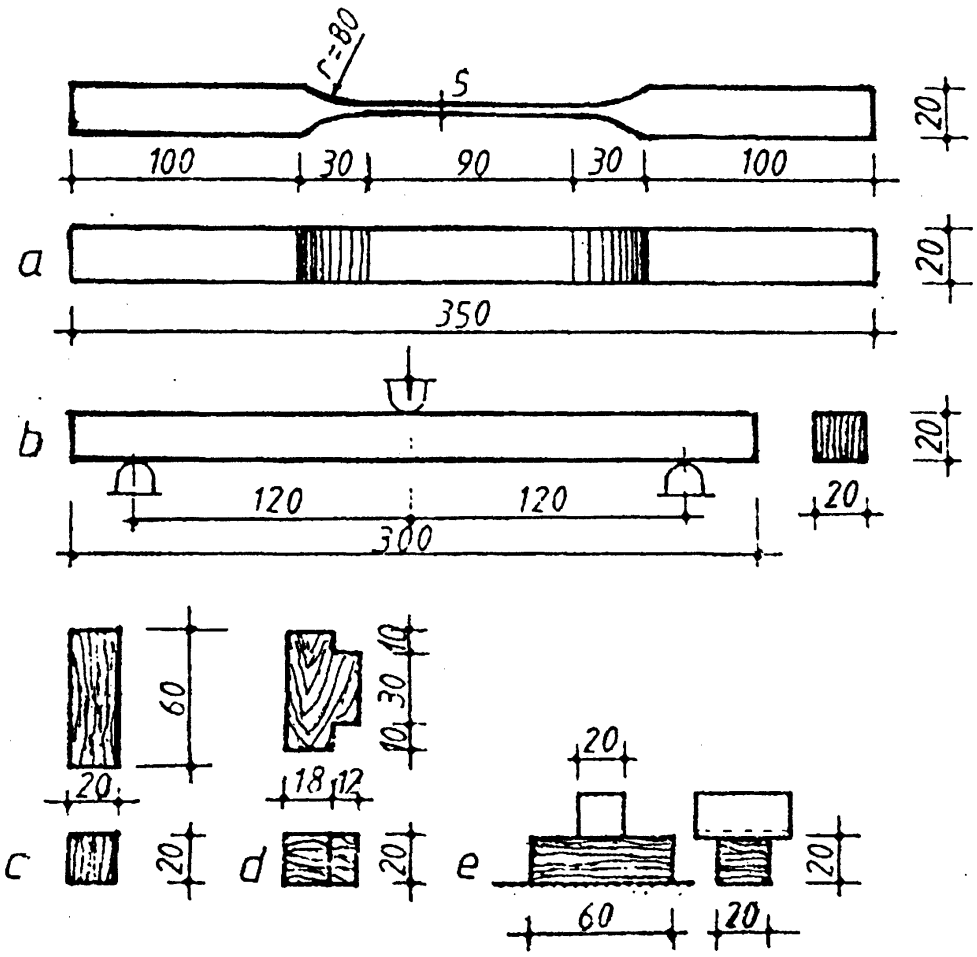


Fig. 3.1. Epruvete standard pentru determinarea rezistenței lemnului la:
a – întindere în lungul fibrelor; *b* – încovoiere; *c* – compresiune în lungul fibrelor; *d* – forfecare în lungul fibrelor; *e* – strivire perpendicular pe fibre.

Rezistențele de rupere determinate astfel nu pot fi considerate însă ca valori reale ale eforturilor în diferite elemente de construcție realizate din scânduri, rigle, grinzi etc., deoarece acestea conțin diferite defecte (noduri, fibre torse, crăpături etc.), care reduc în mod considerabil proprietățile mecanice ale lemnului.

Dimensiunile mari ale sortimentului lemnos folosit în mod curent în practica construcțiilor de lemn, în comparație cu dimensiunile epruvetelor standardizate, fac ca neomogenitatea materialului lemnos să se manifeste mai puternic, fapt care duce, de asemenea, la micșorarea rezistențelor. Deci, valorile obținute în cadrul încercărilor mecanice efectuate în condiții de laborator pe epruvete standardizate trebuie efectuate cu corecții simțitoare.

3.2.1. COMPORTAREA LEMNULUI LA DIFERITE SOLICITĂRI

Comportarea lemnului la întindere. Încercarea lemnului la întindere paralelă

Pentru lemnul de răşinoase, încercările mecanice efectuate în condiţiile de mai sus arată că valoarea medie a rezistenţei de rupere la întindere în lungul fibrelor poate fi considerată de 1000 daN/cm^2, iar valoarea modulului de elasticitate de 110 000–140 000 daN/cm^2.

Curba caracteristică de comportare a lemnului la întindere (fig. 3.2, *a*) are pe toată lungimea ei un caracter curbiliniu, fapt care demonstrează că nu are limita de proporţionalitate. Practic, din cauza unei curburi foarte puţin pronunţate a diagramei (mai ales în prima parte a acesteia), se admite pentru limita de proporţionalitate o valoare de 0,5 din valoarea rezistenţei de rupere. Valoarea rezistenţei de rupere la întindere paralelă cu fibrele este simţitor micşorată la barele cu dimensiuni mai mari, faţă de valoarea obţinută pe epruvete standardizate. Aceasta se datoreşte, pe de o parte, unei manifestări mai puternice a neomogenităţii materialului, iar pe de altă parte, defectelor de noduri şi devierii fibrelor lemnului în regiunea acestora, crăpăturilor etc.

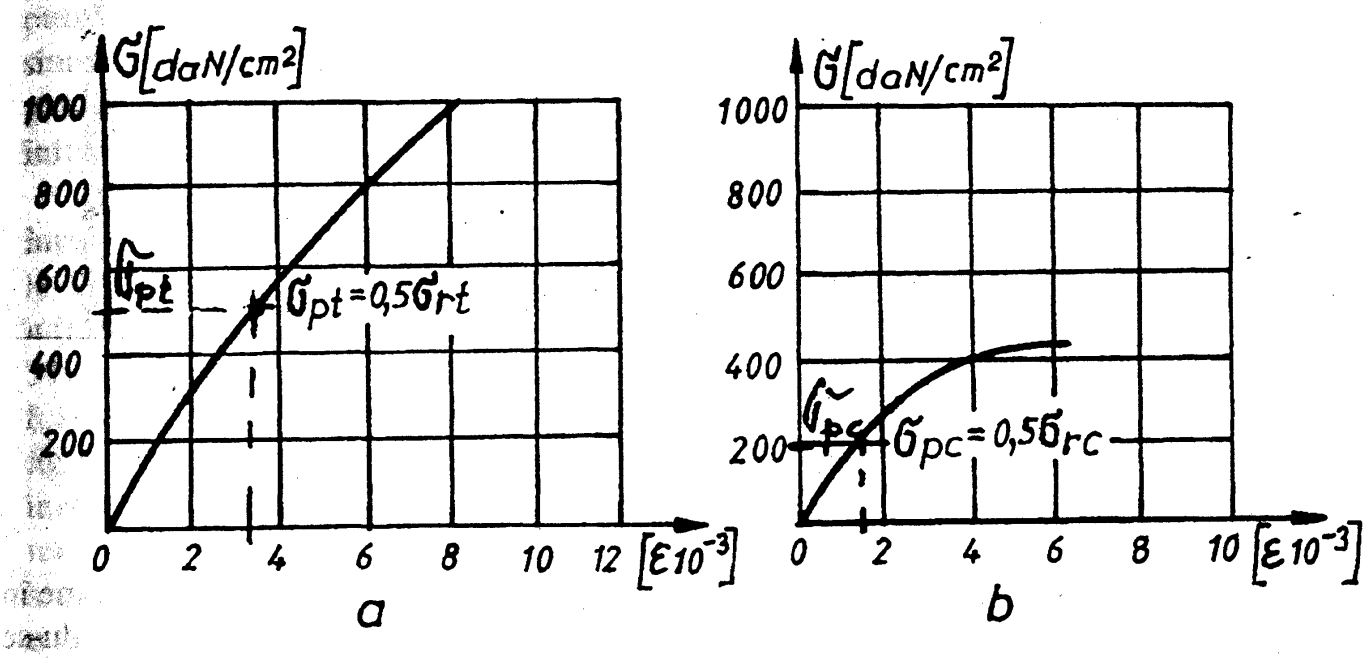


Fig. 3.2. Curbele caracteristice de comportare a lemnului:
a – la întindere în lungul fibrelor; *b* – la compresiune în lungul fibrelor.

Din experienţele făcute s-a constatat că, în cazul în care suma diametrelor nodurilor dintr-o secţiune ajunge la 1/4 din dimensiunea laturii piesei întinse (calitatea I), rezistenţa de rupere la întindere a acesteia scade până la 0,27 din valoarea rezistenţei de rupere obţinută pe epruvete standardizate. Rezistenţele de rupere scad, de asemenea, şi datorită fibrelor torse (deviate) din cauză că acestea nu mai sunt paralele cu direcţia forţei de întindere, astfel că apare o componentă normală pe direcţia fibrelor al cărei efect este cât se poate de defavorabil, deoarece rezistenţa de rupere normală pe direcţia fibrelor este de 20–25 ori mai mică decât rezistenţa de rupere la întindere în lungul fibrelor.

Ruperea epruvetelor solicitate la întindere se produce brusc, fără dezvoltarea deformaţiilor plastice (fig. 3.3).

Din cele arătate mai sus rezultă că pentru realizarea elementelor construcţiilor de lemn solicitate la întindere, sortarea materialului lemnos trebuie făcută cu

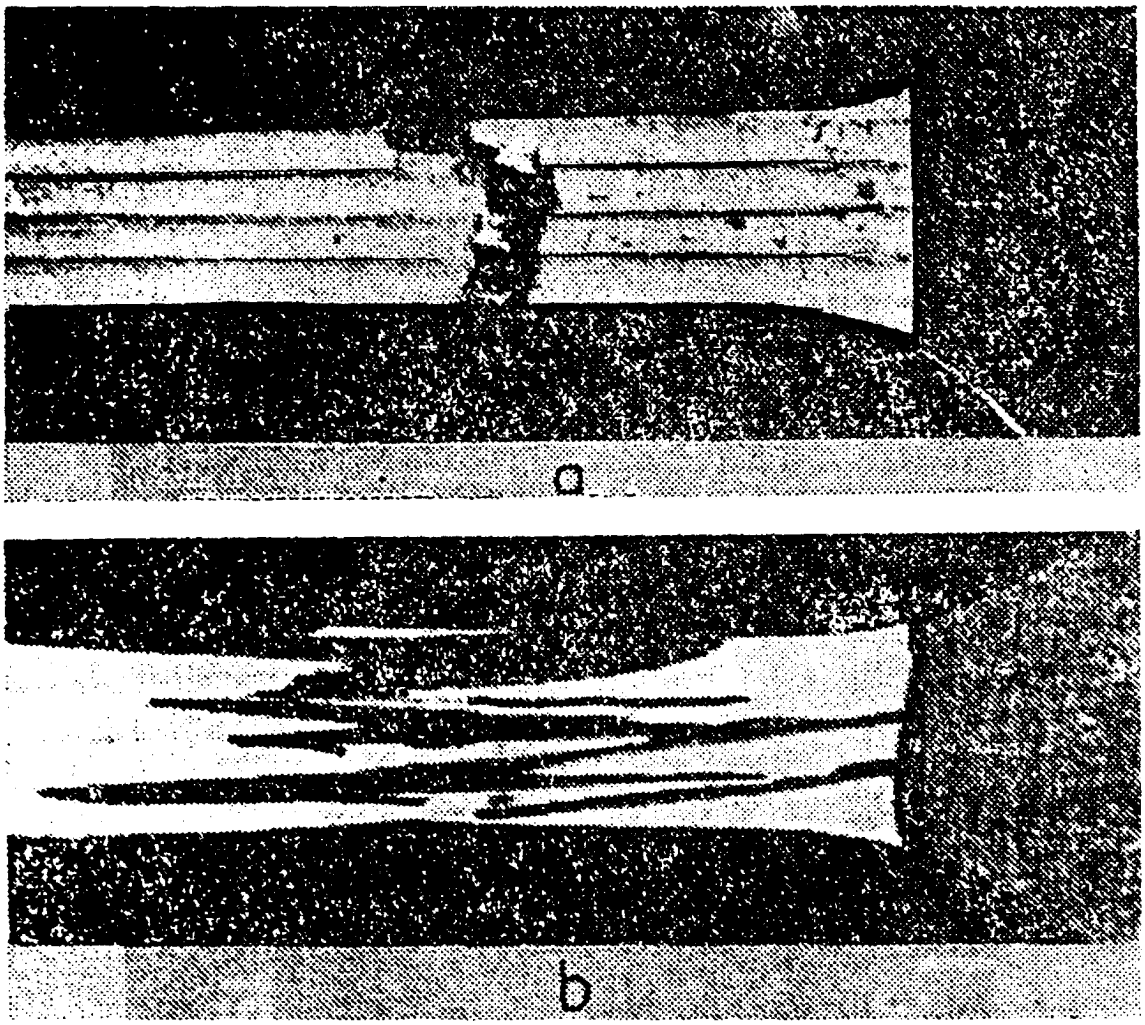


Fig. 3.3. Modul de rupere a lemnului de molid la întindere:
a – cu fibre scurte; *b* – cu fibre lungi.

Comportarea lemnului la compresiune. Încercarea lemnului la compresiune în lungul fibrelor se face în conformitate cu prevederile STAS 86-87, folosindu-se epruvete de forma și dimensiunile arătate în fig. 3.1, *c*.

Pentru lemnul de rășinoase, rezistența de rupere la compresiune în lungul fibrelor obținută pe epruvete standardizate este de 2–2,5 ori mică față de rezistența la întindere și are o valoare medie de 400 daN/cm^2. Modulul de elasticitate are aproximativ aceleași valori ca și în cazul solicitării la întindere (110 000–130 000 daN/cm^2).

Influența defavorabilă a defectelor (nodurilor) și a slăbirilor în acest caz se manifestă mai puțin decât în cazul solicitărilor la întindere, datorită unei comportări plastice a lemnului la compresiune, ceea ce determină o repartiție mai uniformă a eforturilor pe suprafața secțiunii transversale. Astfel, în cazul în care suma dimensiunilor nodurilor dintr-o secțiune ajunge la 1/3 din dimensiunea laturii piesei comprimate (calitatea II), rezistența de rupere la compresiune reprezintă 0,6–0,7 din valoarea rezistenței de rupere a pieselor fără noduri. În afară de acestea, elementele construcțiilor de lemn supuse la compresiune sunt dimensionate de obicei la flambaj, și nu din condiția de rezistență a materialului, cum se face în cazul elementelor întinse. În urma celor arătate mai sus, rezultă că elementele construcțiilor de lemn solicitate la compresiune prezintă o siguranță mai mare în exploatare decât cele solicitate la

întindere. De aici și explicația faptului că în ultimul timp construcțiile mixte din lemn și metal au căpătat o utilizare din ce în ce mai largă, elementele comprimate-încovoiate fiind executate din lemn, iar elementele principale întinse din oțel.

Curba caracteristică de comportare a lemnului la compresiune (v. fig. 3.2, *b*) are o curbură mai pronunțată în comparație cu cea la întindere, iar limita de proporționalitate poate fi considerată și aici egală cu aproximativ 0,5 din valoarea rezistenței de rupere.

Experimental s-a constatat că rezistența de rupere la compresiune în lungul fibrelor depinde de grosimea pereților celulari ai lemnului târziu. Distrugerea lemnului solicitat la compresiune în lungul fibrelor începe cu flambajul fibrelor mai rezistente și mai rigide ale lemnului târziu, care deviază lateral spre fibrele mai moi ale lemnului timpuriu, putând prezenta mai multe planuri înclinate (cute caracteristice), ce se formează în urma ruperii locale a fibrelor (fig. 3.4).

Rezistența lemnului la strivire în lungul fibrelor diferă puțin de rezistența la compresiune în lungul fibrelor, astfel că practic nu se face nici o deosebire între ele.

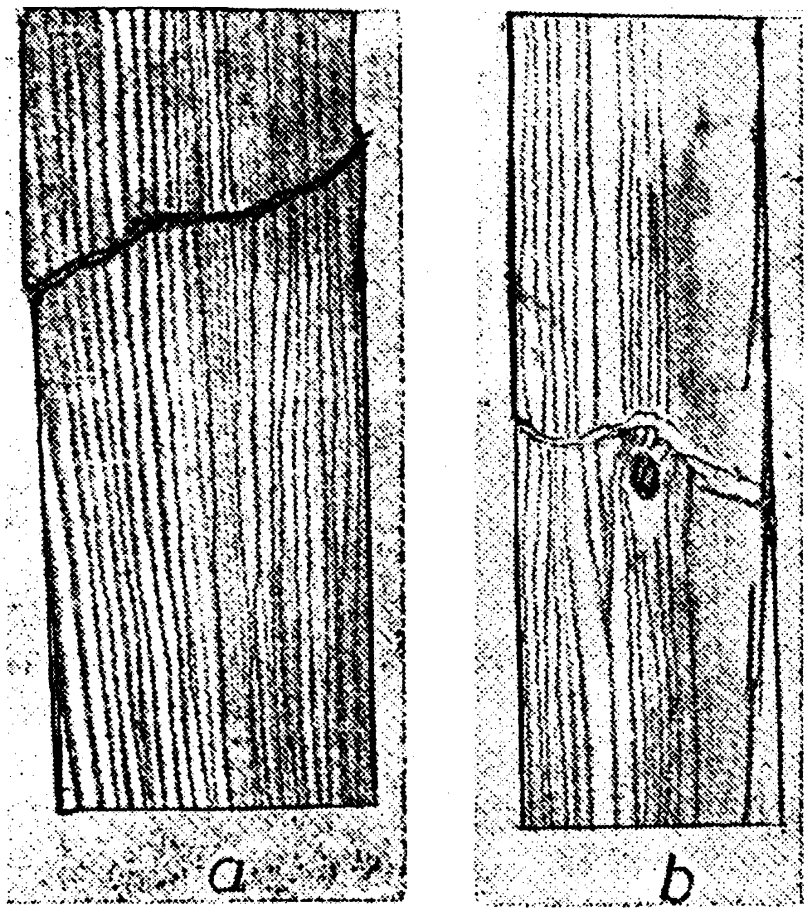


Fig. 3.4. Ruperea lemnului de pin (*a*) și molid (*b*) la compresiune.

Comportarea lemnului la încovoiere. Încercarea lemnului la încovoiere se face în conformitate cu prevederile din STAS 337-81, folosind epruvete de forma și dimensiunile arătate în fig. 3.1, *b*. Rezistența de rupere la încovoiere se situează între rezistențele la compresiune și întindere, având pentru lemnul de rășinoase o valoare medie de ≈750 daN/cm^2.

Influența defectelor (nodurilor și fibrelor deviate) în cazul solicitării la încovoiere este considerabilă, mai ales dacă acestea sunt situate în zona întinsă a barei. Experiențele au arătat că această influență este mai mare la barele din lemn ecarisate și mai mică la barele din lemn rotund. În cazul în care suma dimensiunilor nodurilor reprezintă 1/3 din latura secțiunii elementului din zona întinsă, rezistența de rupere la încovoiere reprezintă numai 0;45–0,50 pentru lemn ecarisat și 0,60–0,80 pentru lemn rotund, din valoarea rezistenței de rupere a epruvetelor standardizate.

Calculul elementelor solicitate la încovoiere se bazează pe o serie de ipoteze simplificatoare, care, printre altele, presupun că lemnul ascultă de legea lui Hooke și

Cercetările experimentale efectuate până în prezent au arătat că, în cazul lemnului, ipotezele emise sunt numai parțial valabile. În urma încercărilor efectuate pe epruvete standardizate, a rezultat că între diagramele construite pe baza datelor obținute la compresiune și întindere axială, marcând legătura dintre eforturile unitare normale existente în același punct, dar la momente de timp diferite, și diagramele obținute în cazul solicitării la încovoiere, care reprezintă izocromata eforturilor unitare normale, care apar în același timp dar în puncte diferite ale secțiunii, există o deosebire calitativă.

În vederea determinării curbei reale de distribuție a eforturilor unitare σ, respectiv a epurei deformațiilor ε la diferite trepte de încărcare, în cadrul catedrei de Construcții civile de la Facultatea de Construcții din Cluj-Napoca au fost efectuate studii experimentale de laborator, pe un număr relativ mare de grinzi, având rapoartele h/b și h/l diferite. Încercarea grinzilor s-a efectuat în condiții de încărcărare cu două sarcini concentrate P, aplicate la 1/3 și 2/3 din deschiderea l. Pentru urmărirea stării deformațiilor ε, respectiv a eforturilor unitare normale σ, grinzile au fost echipate cu traductori tensometrici și tensometre mecanice (fig. 3.5).

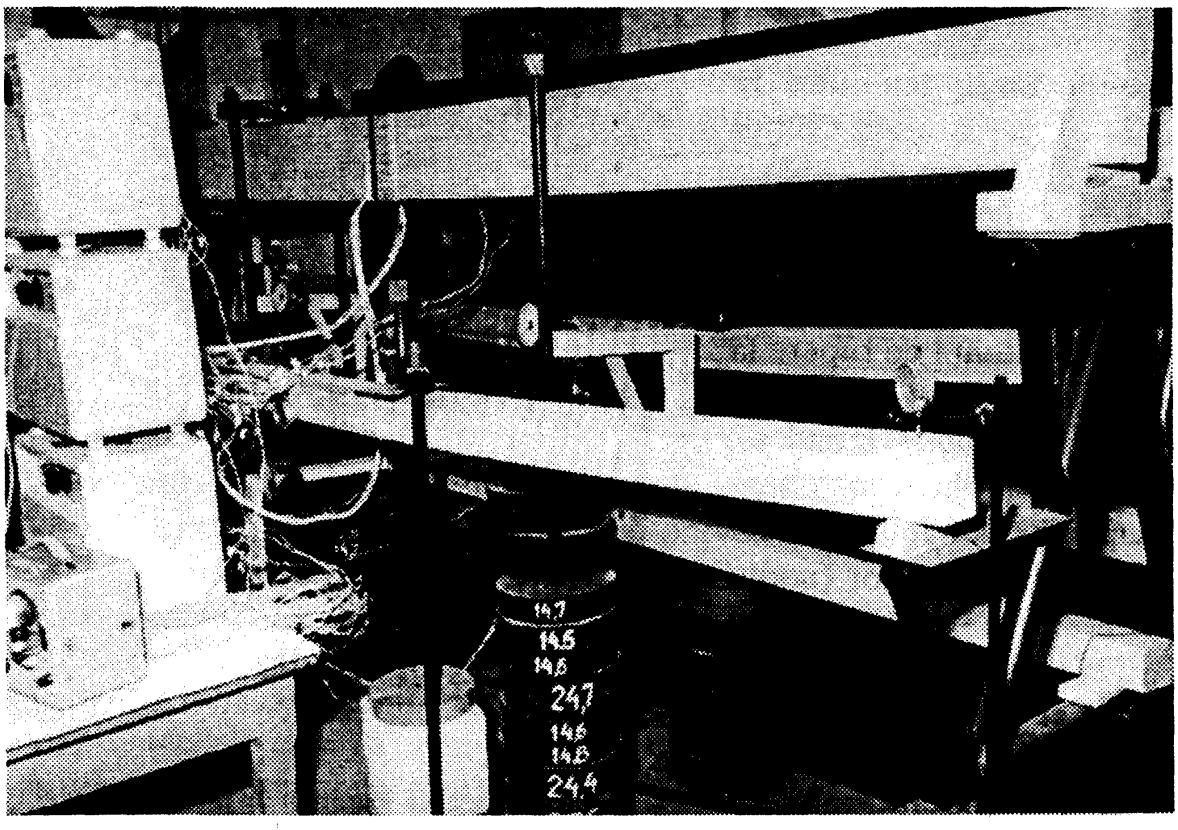


Fig. 3.5. Încărcarea și echiparea grinzilor din lemn solicitate la încovoiere.

La prima grupă de grinzi încercate s-a urmărit, în principal, modul în care evoluează deformațiile specifice, la diferite trepte de încărcare, în cele două zone caracteristice ale secțiunii (comprimată și întinsă). Restul grinzilor au servit pentru determinarea distribuției reale a eforturilor unitare normale în diferite stadii de lucru.

Analizând rezultatele obținute, se ajunge la concluzia că deformațiile ε_c din

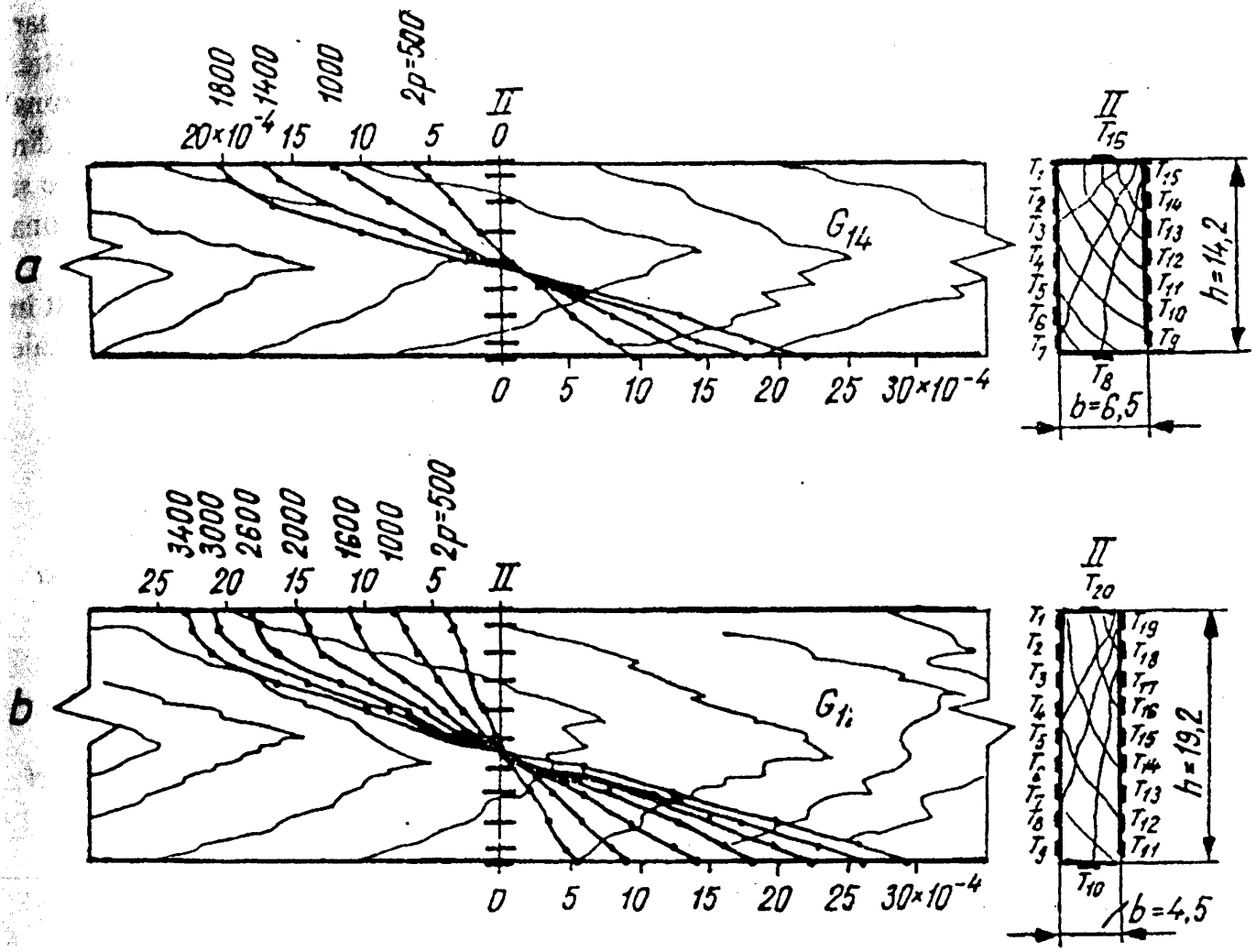


Fig. 3.6. Curbele de variaţie a deformaţiilor specifice ε, pe înălţimea secţiunii transversale a grinzilor la diferite trepte de încărcare.

Pe baza datelor obţinute s-a putut face o remarcă deosebit de importantă din punct de vedere al teoriei încovoierii, şi anume că dacă pentru primele trepte de încărcare raportul dintre valoarea absolută a deformaţiilor din zona comprimată ε_c şi zona întinsă ε_t este foarte apropiat de 1 ($\varepsilon_c/\varepsilon_t \approx 1$), la treptele care preced ruperea, valoarea raportului se reduce până la 0,75–0,80. Acest fenomen se explică prin faptul că datorită atingerii limitei de curgere plastică în zona comprimată, deformaţiile ε_c scad ca valoare absolută, pe când în zona întinsă, deformaţiile ε_t cresc ca valoare, de la o treaptă de încărcare la alta.

În privinţa poziţiei axei neutre rezultă că în primul stadiu de lucru, aceasta coincide cu centrul de greutate al secţiunii ($a = h/2$), însă după o creştere a încărcării, axa neutră începe să se deplaseze înspre zona întinsă, ajungând în stadiul de rupere la valori $a = (0{,}53 - 0{,}55)h$, h fiind înălţimea secţiunii.

În concluzie, în cazul solicitării la încovoiere, ca urmare a deformaţiilor care o însoţesc, distribuţia eforturilor unitare normale pe înălţimea secţiunii transversale a barei poate fi considerată liniară numai în prima fază de încărcare, când acestea sunt

Însă, o dată cu creşterea încărcării cresc şi eforturile unitare normale, iar materialul din zona comprimată începe să treacă în domeniul elasto-plastic. Diagrama eforturilor unitare normale în acest caz este uşor curbilinie în zona comprimată, păstrând însă caracterul liniar în zona întinsă, deoarece materialul din această zonă rămâne încă în domeniul elastic (fig. 3.7, *b*). Dacă încărcarea creşte şi mai mult, eforturile unitare normale cresc în continuare, astfel că materialul din zona cea mai comprimată trece în domeniul plastic.

În ultimul stadiu, diagrama eforturilor unitare normale este curbilinie, atât în zona comprimată, cât şi în zona întinsă (fig. 3.7, *c*), iar eforturile unitare normale marginale ating valoarea rezistenţei de rupere.

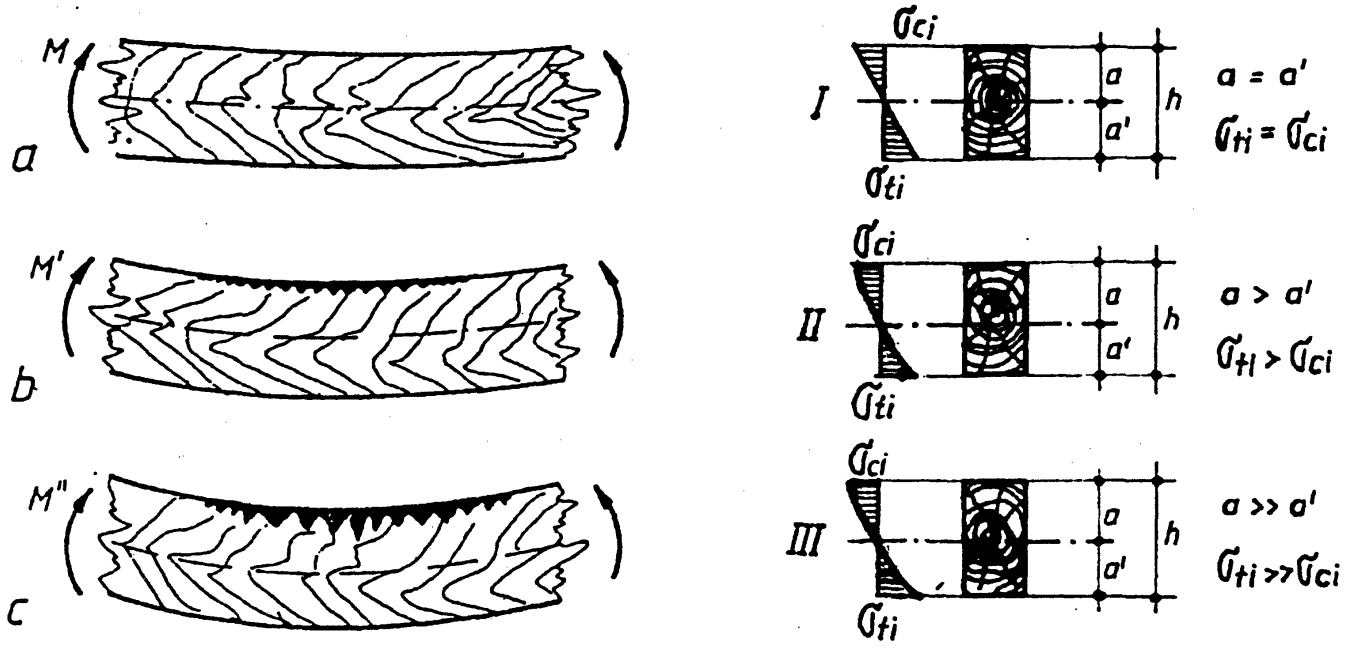


Fig. 3.7. Comportarea lemnului la încovoiere în diferite stadii de lucru:
a – elastic; *b* – elasto-plastic; *c* – plastic.

Ruperea începe cu fibrele extreme din zona comprimată, unde se formează cute (ondulaţii), care explică apariţia deformaţiilor plastice în această zonă, ce se extind treptat înspre interiorul secţiunii, determinând astfel deplasarea axei neutre spre zona întinsă şi se termină prin ruperea fibrelor din zona întinsă. Ruperea fibrelor în zonele comprimate şi întinse se produce la fel ca şi în cazul întinderii şi compresiunii axiale.

Pe baza datelor obţinute în cadrul cercetărilor experimentale, s-a ajuns la concluzia că în cazul încovoierii, comportamentul lemnului în zona comprimată, respectiv în zona întinsă, diferă de comportarea lemnului la compresiune şi întindere axială. Totodată, a rezultat că modulele de elasticitate la compresiune din încovoiere E_{ci}, la întindere din încovoiere E_{ti} şi, respectiv, la încovoiere E_i nu au aceeaşi valoare, ceea ce face necesar ca explicarea fenomenelor privind dependenţa dintre σ şi ε să nu se facă în mod simplist, ci de pe poziţia mecanicii sistemelor elasto-vâscos-plastice.

Având în vedere caracterul real al epurei deformaţiilor ε, respectiv al

şi liniară în zona întinsă (fig. 3.8), s-a urmărit stabilirea unor relaţii de calcul pentru verificarea sau dimensionarea elementelor din lemn solicitate la încovoiere bazate pe metode exacte de calcul.

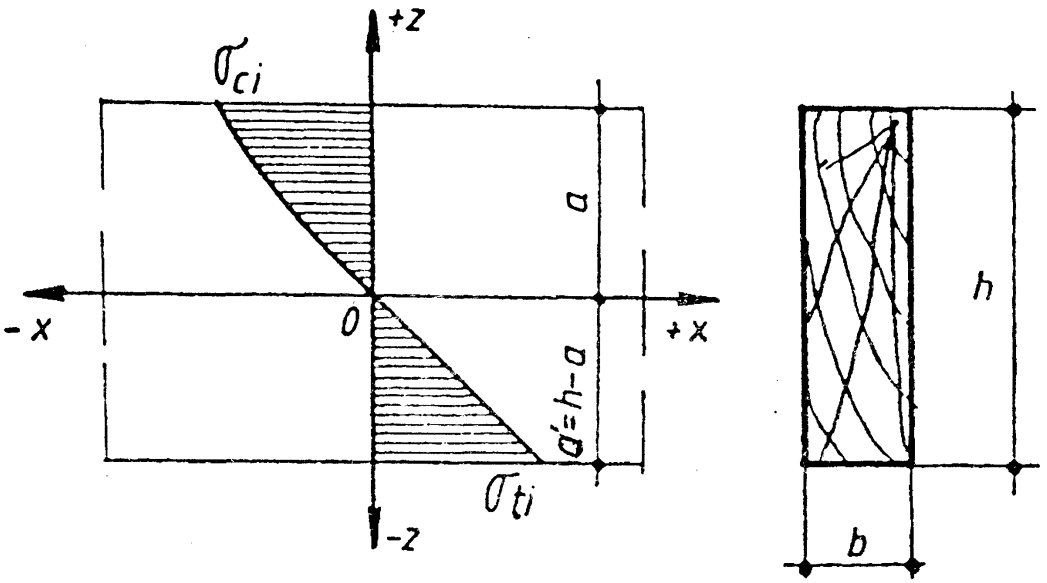


Fig. 3.8. Epura experimentală privind distribuţia eforturilor unitare normale σ, pe înălţimea secţiunii transversale.

Pentru stabilirea unor relaţii de calcul care să urmărească cât mai fidel starea reală de solicitare la încovoiere, s-a admis că distribuţia eforturilor unitare normale în secţiune se realizează după o funcţie exponenţială în zona comprimată şi după una liniară în zona întinsă:

$$\sigma_{ci} = A\,(1 - e^{-Bz}); \quad \sigma_{ti} = ABz.$$

Pentru determinarea parametrilor A şi B se pun cele două condiţii de egalitate a eforturilor rezultate din zona comprimată şi întinsă, respectiv a momentului încovoietor exterior cu momentul eforturilor interioare:

$$A\int_{o}^{a}\left(1-e^{-Bz}\right)dz = AB\int_{0}^{h-a} zdz; \qquad A\int_{0}^{a}\left(1-e^{-Bz}\right)zdz + AB\int_{0}^{h-a} z^2dz = \frac{M}{b}.$$

Din prima condiţie, după integrare, rezultă o ecuaţie transcendentă care nu se poate rezolva decât aproximativ. Dacă e^{-Bz} se dezvoltă în serie şi dacă seria se limitează la primii trei termeni, după rezolvarea ecuaţiei se obţine:

$$B = \frac{3h(2a-h)}{a^3}.$$

Din condiţia a doua, după efectuarea calculelor şi ţinând seama de aproximaţiile făcute cu privire la funcţia e^{-Bz}, respectiv de expresia obţinută pentru B, rezultă:

$$A = \frac{2a^3M}{bh^3(2a-h)(2h-3a)}.$$

În baza celor de mai sus, relațiile de calcul pentru determinarea eforturilor unitare din zona comprimată σ_{ci} și din zona întinsă σ_{ti} a elementelor solicitate la încovoiere devin:

$$\sigma_{ci} = \frac{2Ma^3}{bh^3(2a-h)(2h-3a)}\left[1-e^{-\frac{3h(2a-h)}{a^3}.z}\right]; \qquad \sigma_{ti} = \frac{6M}{bh^2(2y-3a)}z.$$

Pentru determinarea eforturilor unitare normale în fibre extreme, relațiile de mai sus devin:

$$\sigma_{ci} = k_c \frac{M}{W}; \qquad \sigma_{ti} = k_t \frac{M}{W};$$

k_c și k_t sunt coeficienți de corecție, care depind de mărimea a, respectiv de poziția axei neutre.

Adoptând pentru poziția axei neutre valoarea determinată experimental ($a = 0{,}53\ h$), se obține $k_c = 0{,}95$ și $k_t = 1{,}10$.

Deoarece diferențele obținute prin aplicarea metodei exacte de calcul se situează între 5 și 10%, determinarea eforturilor unitare normale marginale din încovoiere se poate face cu ajutorul formulei cunoscute ($\sigma_{ef} = M/W$). Această formulă nu corespunde stării reale de solicitare, impunându-se adaptarea coeficienților de corecție k_c și k_t, îndeosebi pentru determinarea eforturilor normale σ_{ti} din zona întinsă.

Comportarea lemnului la strivire. Încercarea lemnului la strivire sau la compresiune perpendiculară pe fibre se face conform STAS 1348-87, folosind epruvete de forma și dimensiunile din fig. 3.1, *e*.

Curba caracteristică de comportare a lemnului la compresiune și strivire transversal pe fibre (fig. 3.9) arată că în prima parte de încărcare (0–*A*), când σ_s este mai mic decât σ_p (limita de proporționalitate), pereții celulelor se comportă în condiții bune, deformațiile sunt elastice și au valori mici. Dacă limita de proporționalitate este depășită (*A*–*B*), pereții celulelor se distrug, iar celulele se turtesc, provocând astfel deformații mari, cu caracter permanent. După turtirea completă a pereților celulari se produce o îndesare a acestora, determinând astfel reducerea creșterii deformațiilor, chiar la o mărire considerabilă a solicitării.

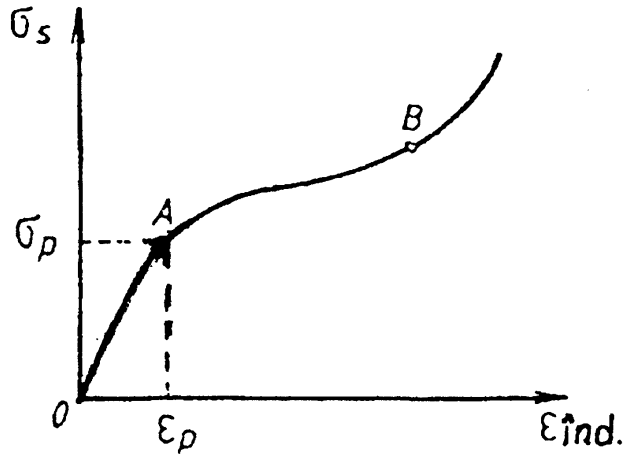


Fig. 3.9. Curba caracteristică de comportare a lemnului la compresiune și strivire

Pentru evitarea deformațiilor exagerate ale elementelor construcțiilor de lemn supuse la compresiune și strivire normal pe fibre, de regulă în zona reazemelor, în practică nu sunt admise solicitări care să

În mod curent se întâlnesc trei cazuri de solicitare la compresiune şi strivire normal pe fibre (fig. 3.10).

În cazul compresiunii şi strivirii pe întreaga suprafaţă (fig. 3.10, *a*), limita de proporţionalitate σ_p are o valoare mai mică decât în celelalte două cazuri (aproape independent de dimensiunile suprafeţei de strivire). Spre deosebire de cazul *a*, în cazurile *b* şi *c* (fig. 3.10, *b*; *c*) limita de proporţionalitate σ_p depinde de raportul dintre lungimea suprafeţei de strivire l_s şi lungimea totală *l*, fiind cu atât mai mare cu cât acesta este mai mic (fig. 3.11). Aceasta se explică prin aceea că în cazul compresiunii şi strivirii pe o parte din lungime (*b*), respectiv pe o parte din lungime şi lăţime (*c*), extremităţile epruvetelor fiind libere, fibrele lemnului, în afară de strivire lucrează la încovoiere şi forfecare, ceea ce determină creşterea rezistenţei acestora. Mărimea limitei de proporţionalitate mai este influenţată şi de lungimea capetelor libere ale piesei şi creşte o dată cu creşterea acesteia până la o anumită valoare, şi anume când această lungime atinge valoarea lungimii de strivire.

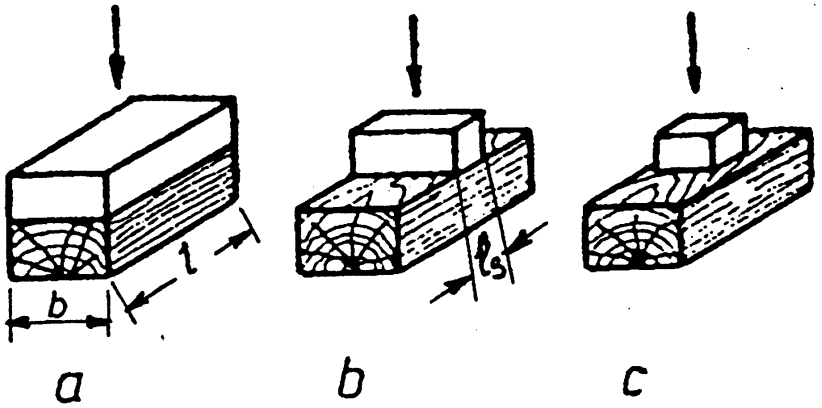
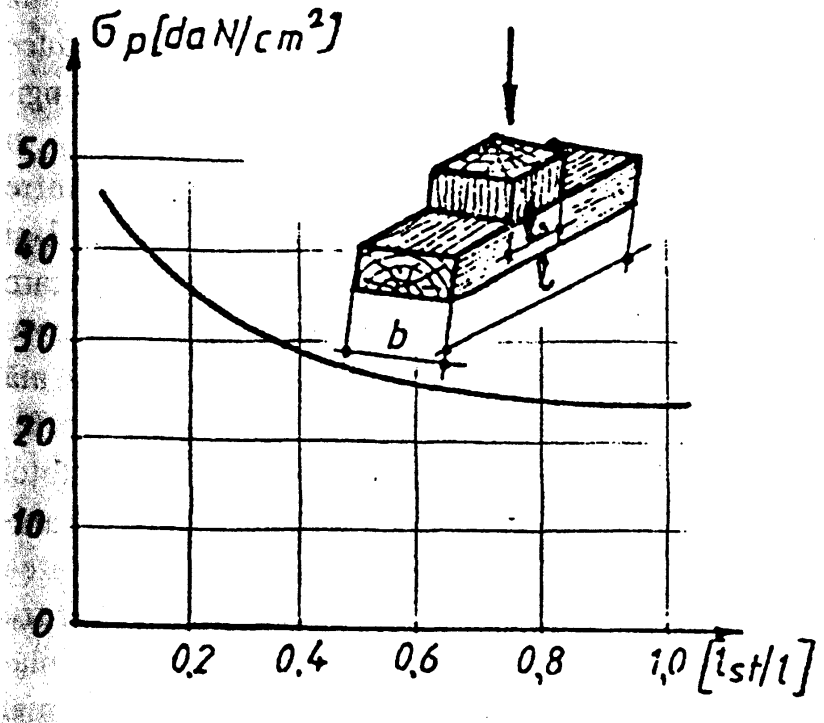


Fig 3.10. Compresiune şi strivire a lemnului normal pe fibre: *a* – pe întreaga suprafaţă; *b* – pe o parte din lungime; *c* – pe o parte din lungime şi pe o parte din lăţime.

Valoarea rezistenţei la strivire σ_s variază de asemenea în funcţie de unghiul α pe care îl face forţa de strivire cu direcţia fibrelor lemnului şi creşte o dată cu micşorarea acestui unghi (fig. 3.12).



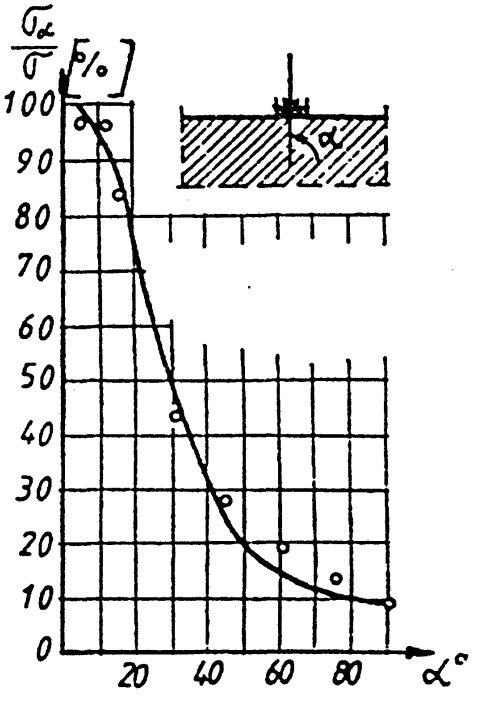


Fig. 3.11. Variaţia limitei de proporţionalitate la compresiune

Fig. 3.12. Variaţia rezistenţei la strivire

Valoarea modulului de elasticitate la strivire şi compresiune normal pe fibre variază în funcţie de umiditatea şi calitatea lemnului, poziţia inelelor anuale etc. Pentru lemnul de răşinoase, valoarea modulului de elasticitate variază între 6 000 şi 9 000 daN/cm^2.

Comportarea lemnului la forfecare. Încercarea lemnului la forfecare se face în conformitate cu prevederile STAS 1651-83 şi constă în măsurarea încărcării care produce ruperea epruvetei standardizate (v. fig. 3.1, *d*).

Ţinând seama de poziţia planului de forfecare şi de direcţia de exercitare a forţei de forfecare faţă de direcţia fibrelor, se deosebesc următoarele trei cazuri (fig. 3.13): rezistenţa la forfecare transversală τ_t *(1)*; rezistenţa la forfecare paralelă τ_p *(2)*; rezistenţa la forfecare longitudinală perpendiculară τ_{perp} *(3)*.

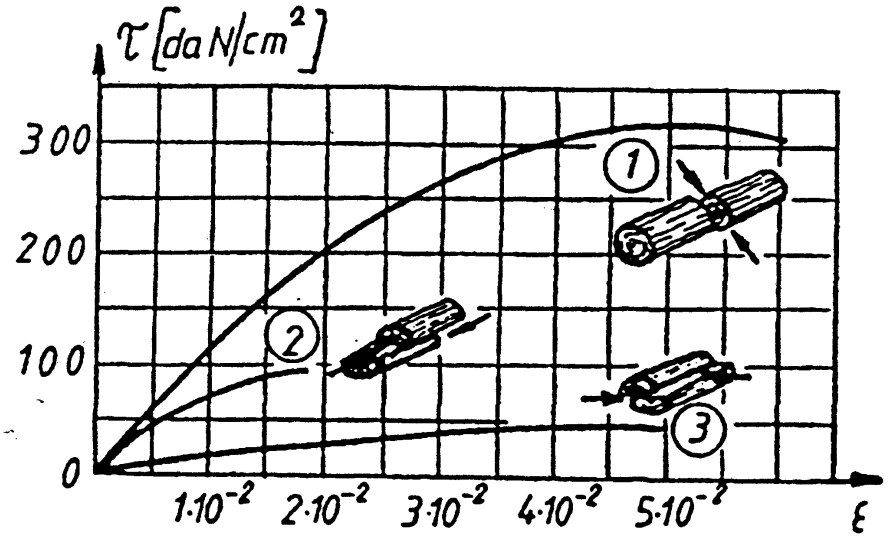


Fig. 3.13. Curbele caracteristice de comportare a lemnului la forfecare:
1 – transversală; *2* – longitudinală paralelă;
3 – longitudinală perpendiculară.

În construcţii de lemn, solicitarea la forfecare mai frecvent întâlnită este forfecarea longitudinală paralelă.

Experimental s-a constatat că rezistenţa medie de rupere la forfecare, calculată cu formula $\tau_m = T_f/A_f$ este mai mică decât rezistenţa maximă reală τ_{max}, care se reduce pe măsura creşterii lungimii de forfecare l_f şi depinde de raportul dintre lungimea de forfecare l_f şi excentricitatea *e* de aplicare a forţei de forfecare (fig. 3.14). Aceasta arată că repartiţia reală a eforturilor τ în lungul suprafeţei de forfecare este neuniformă. Neuniformitatea este mai mare pentru cazurile de forfecare unilaterală (fig. 3. 14, *a*) şi mai mică în cazul forfecării

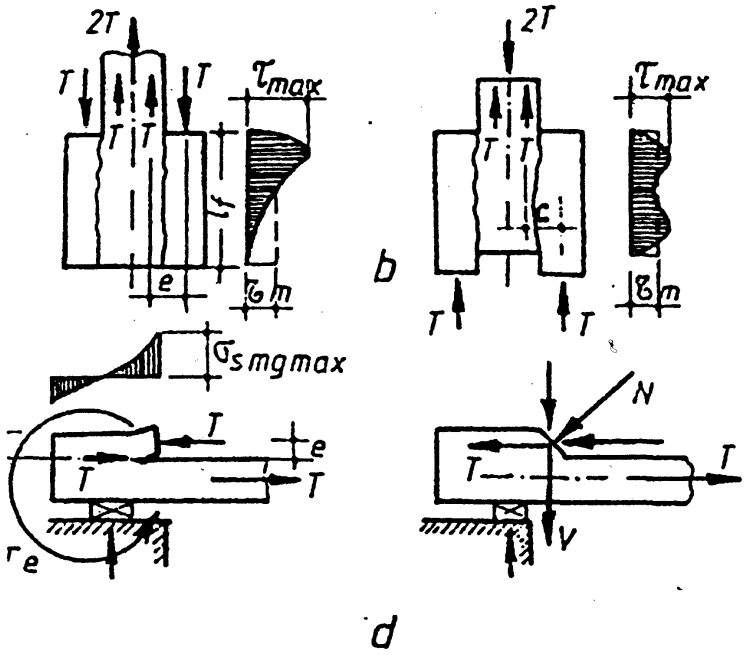


Fig. 3.14. Comportarea lemnului la forfecare şi distribuţia

În cazul aplicării excentrice a forţei de forfecare (fig. 3.14, *c*), forfecarea poate fi produsă ca urmare a smulgerii normal pe fibre, determinată de momentul încovoietor ($M = Te$). Prin aceasta, comportarea lemnului la forfecare se înrăutăţeşte. Reducerea influenţei negative a eforturilor de smulgere asupra lemnului la forfecare se poate obţine prin crearea unei forţe de apăsare pe suprafaţa de forfecare (fig. 3.14, *d*).

3.2.2. FACTORII CARE INFLUENŢEAZĂ COMPORTAREA LEMNULUI LA DIFERITE SOLICITĂRI

Dintre factorii mai importanţi care influenţează comportarea lemnului la diferite solicitări se menţionează: anizotropia, umiditatea, temperatura, densitatea şi durata de acţiune a încărcării.

Anizotropia. Datorită anizotropiei materialului lemnos, proprietăţile mecanice depind de unghiul pe care-l face direcţia forţei cu direcţia fibrei. Valorile maxime ale rezistenţelor mecanice se obţin în cazurile în care direcţia forţei coincide cu direcţia fibrelor, iar valorile minime, când direcţia de acţiune a forţei este perpendiculară pe direcţia fibrelor (fig. 3.15). Modulul de elasticitate variază, de asemenea, în raport cu unghiul α.

Astfel, rezultă că din cauza anizotropiei, comportarea lemnului la diferite solicitări diferă fundamental de comportarea celorlalte materiale principale de construcţie (oţel, beton etc.).

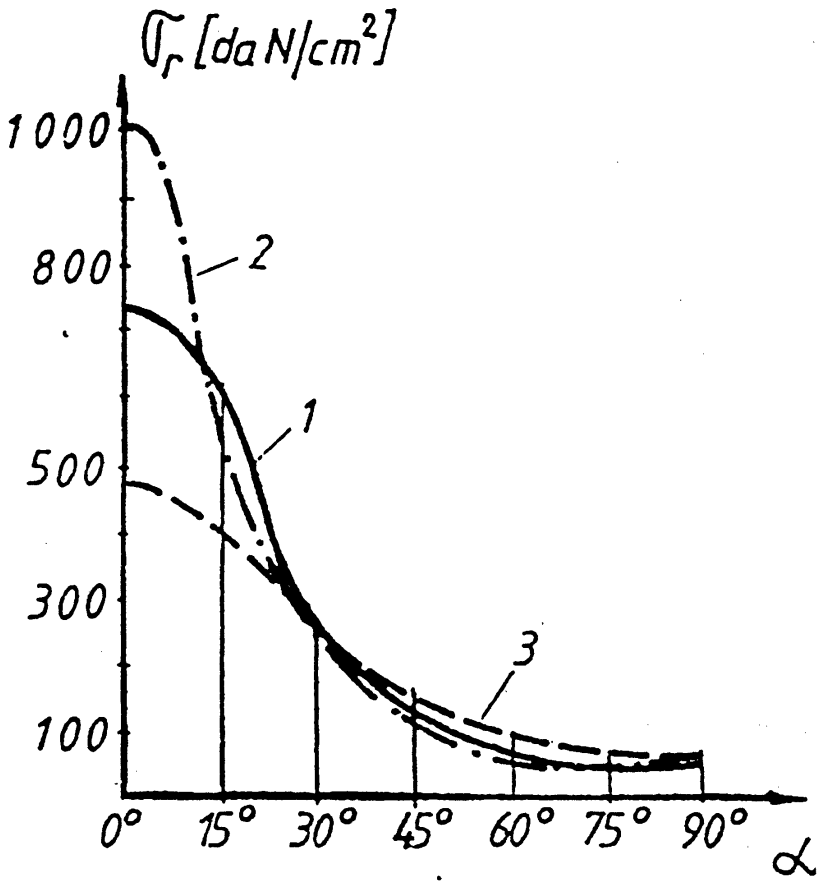


Fig. 3.15. Variaţia rezistenţelor lemnului în funcţie de unghiul α:
1 – la încovoiere; *2* – la întindere; *3* – la compresiune.

Umiditatea. Umiditatea lemnului este unul dintre factorii care afectează în mare măsură proprietăţile fizico-mecanice ale acestuia. În toate cazurile de solicitare, rezistenţa lemnului scade o dată cu creşterea umidităţii. Însă reducerea rezistenţei se observă numai până la atingerea punctului de saturaţie a fibrelor (25–30%), peste această limită influenţa dispare.

Influenţa variaţiei umidităţii este neînsemnată în cazul solicitării la întindere şi încovoiere dinamică, în schimb în cazul solicitărilor la compresiune şi încovoiere

Pentru ca rezistențele de rupere ale lemnului obținute pentru diferite umidități să poată fi comparate, acestea trebuie raportate întotdeauna la rezistența standardizată, care se determină pentru umiditatea normală de 15% cu relația:

$$\sigma_{15} = \sigma_u \left[1 + c(U - 15)\right],$$

în care: σ_{15} este rezistența de rupere căutată pentru 15% umiditate;

σ_u – rezistența determinată la o umiditate oarecare U;

c – coeficientul de corecție al rezistenței pentru 1% diferență de umiditate.

Temperatura. Experiențele arată că pentru o creștere neînsemnată a temperaturii, rezistențele scad. Reducerea rezistențelor este cu atât mai însemnată cu cât umiditatea este mai mare. Astfel, în urma ridicării temperaturii de la 25 la 50°C, rezistența la întindere și forfecare scade cu 15–20%, iar la compresiune cu 20–40%. Modulul de elasicitate se reduce de asemenea cu ≈20% în cazul solicitării la întindere și de 2–2,5 ori în cazul compresiunii. Din aceste motive, utilizarea construcțiilor de lemn în cazul unei acțiuni de lungă durată a temperaturii care depășește 50°C, nu este admisă.

La temperaturi sub 0°C, rezistența lemnului crește, indiferent de umiditatea acestuia, cu deosebire că în acest caz lemnul devine mai casant, ca urmare rezistența la încovoiere scade.

Densitatea. Variația densității lemnului influențează și proprietățile mecanice ale acestuia. Astfel, în cazul unei scăderi a greutății proprii (la rășinoase) de la 600 la 400 daN/m^3, rezistența la compresiune se reduce cu ≈1,5 ori etc. Din această cauză, în practică se limitează folosirea materialului lemnos pentru confecționarea elementelor de rezistență care are o densitate sub 400 daN/m^3.

Studiile experimentale din diferite țări au arătat că densitatea și respectiv proprietățile fizice și mecanice ale lemnului depind, în mare măsură, de grosimea inelelor anuale și, mai cu seamă, de conținutul de lemn târziu (figurile 3.16 și 3.17).

Durata de acționare a încărcării. Experimental s-a constatat că mărimea rezistenței de rupere a lemnului, indiferent de natura solicitării, depinde în mare măsură de viteza de încărcare. Cu cât viteza de încărcare crește, cu atât și rezistențele cresc, și invers, cu cât viteza de încărcare scade sau cu cât acțiunea încărcării asupra unui element de construcție durează mai mult timp, cu atât rezistența și în consecință capacitatea portantă a acestuia este mai mică, iar deformațiile cresc.

Dacă dintr-un sistem de coordonate rectangulare se măsoară pe abscisă timpul din momentul încărcării unei epruvete cu o sarcină constantă până la ruperea ei, iar pe ordonată mărimea corespunzătoare a rezistenței de rupere obținute pentru un număr relativ mare de epruvete încărcate cu sarcini diferite, rezultă o serie de puncte, care se înscriu aproximativ pe o curbă descendentă ce se apropie asimptotic de o dreaptă paralelă cu axa timpului (fig. 3.18). Caracterul asimptotic al curbei arată că rezistența de rupere a lemnului tinde spre o anumită limită egală cu ordonata asimptotei și se numește rezistență de rupere la sarcini statice de lungă durată, sau

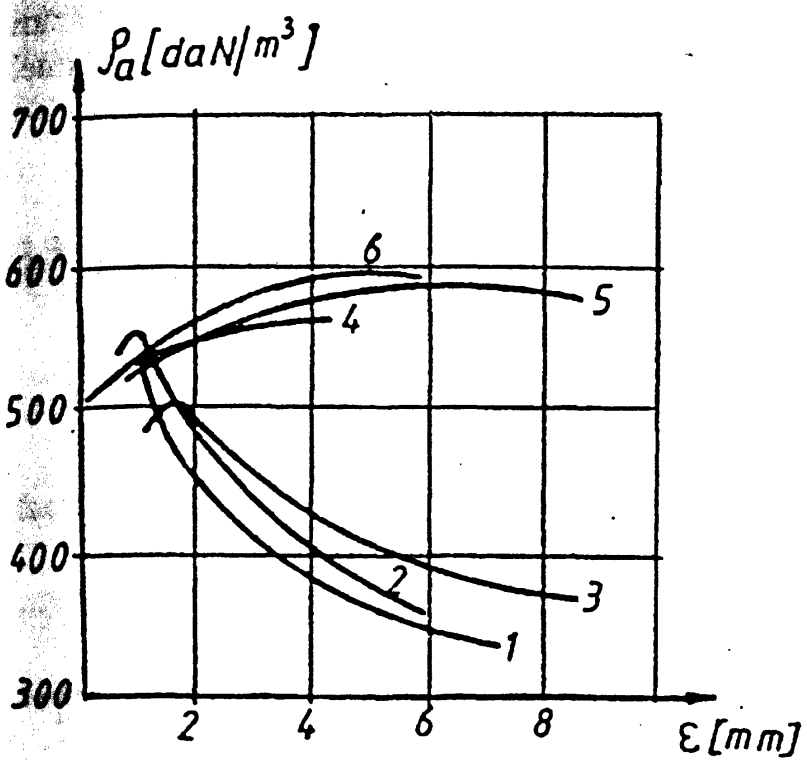


Fig. 3.16. Influenţa grosimii inelelor anuale asupra densităţii lemnului de răşinoase şi foioase: *1* – molid; *2* – brad; *3* – pin; *4* – fag; *5* – frasin; *6* – stejar.

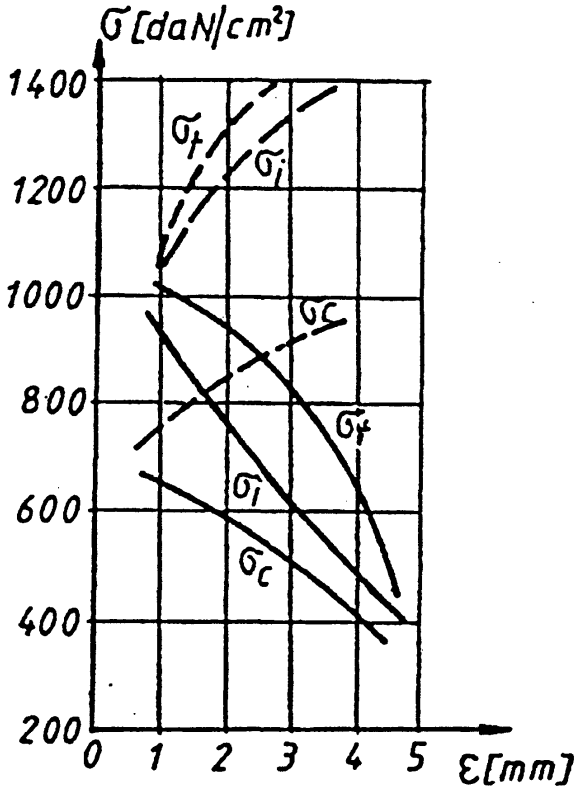
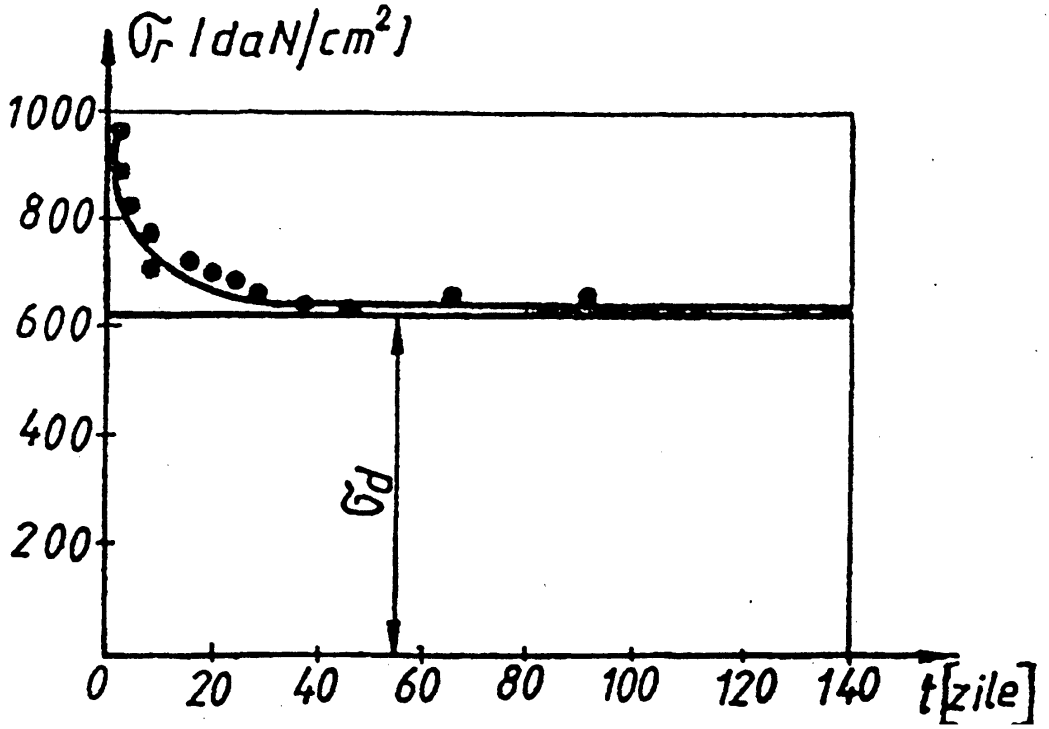


Fig. 3.17. Influenţa grosimii inelelor anuale asupra rezistenţelor mecanice:
— la lemn de răşinoase;
- - - la lemn de foioase.

Din cele arătate, rezultă că rezistenţa de durată a lemnului reprezintă valoarea maximă a efortului unitar, sub acţiunea căruia elementul de construcţie nu se va rupe, oricât de lungă ar fi durata de solicitare, observaţie care din punct de vedere practic are o importanţă deosebită.



Deformaţiile lemnului sub acţiunea sarcinilor exterioare constante variază de asemenea în funcţie de durata solicitării. Se deosebesc în acest sens două cazuri distincte în ceea ce priveşte deformaţiile lemnului, produse sub acţiunea unei încărcări de durată (fig. 3.19).

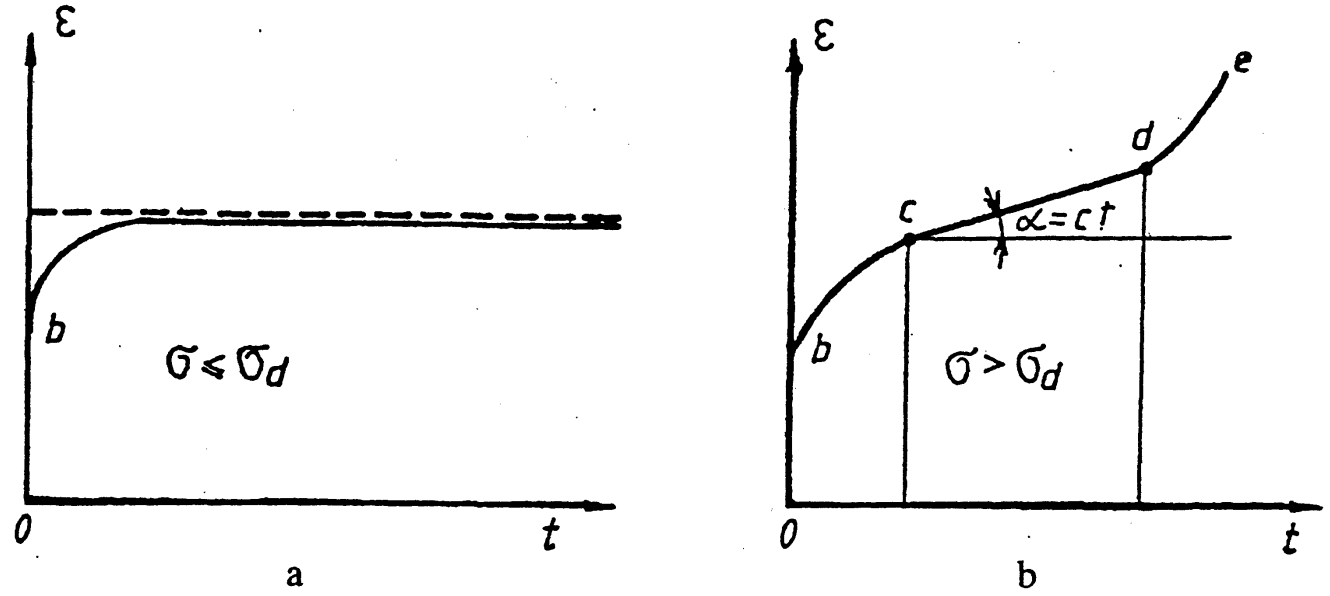


Fig. 3.19. Curbele deformaţiilor în timp la încercări de durată:
a – pentru $\sigma < \sigma_d$; b – pentru $\sigma > \sigma_d$.

În primul caz (fig. 3.19, *a*), când $\sigma \leq \sigma_d$, aplicarea încărcării este însoţită de o deformaţie instantanee a epruvetei (segmentul 0–*b*), după care viteza de creştere scade treptat, tinzând către o limită determinată.

În cazul al doilea (fig. 3.19, *b*), când $\sigma > \sigma_d$, deformaţiile nu mai tind spre o limită oarecare, ci continuă să crească cu o anumită viteză de deformare (segmentul *b–c*), devenind apoi constantă pentru o anumită perioadă de timp (porţiunea *c–d*), după care viteza de deformare creşte foarte mult, ducând la distrugerea materialului.

Din cele arătate mai sus rezultă că lemnul are proprietatea de a lucra în timp, adică de a se deforma în timp sub încărcare. În practică, acest lucru se evidenţiază prin creşterea săgeţii grinzilor aflate mai mult timp sub încărcarea de exploatare.

Rezistenţa de durată a lemnului reprezintă indicele rezistenţei reale a lemnului, spre deosebire de rezistenţa de rupere, determinată în laborator pe epruvete standardizate prin metode rapide. Trecerea de la rezistenţa de rupere la rezistenţa de durată se realizează prin înmulţirea rezistenţei de rupere cu coeficientul de durată, egal cu raportul dintre rezistenţa de durată şi rezistenţa de rupere ($k_d = \sigma_d / \sigma_r$). Coeficientul de durată poate fi luat egal cu 0,5 în cazul solicitării la întindere, 0,7 la compresiune şi 0,6 la încovoiere.

Pe de altă parte, studiile experienţelor efectuate au arătat că în cazul unor viteze mari de încărcare, de exemplu prin lovire, rezistenţele de rupere cresc în medie de 3 ori în raport cu rezistenţa de durată. Astfel, rezistenţa lemnului variază între limite mari, de la 1 la 3, în funcţie de viteza de încărcare.

Determinarea rezistenţei de durată poate fi făcută prin încercarea unui număr

perioadă îndelungată de timp, sau prin folosirea unor metode rapide, bazate pe unele particularităţi ale curbelor de deformare a lemnului sub acţiunea încărcării de durată (fig. 3.19), care nu necesită decât o perioadă scurtă de timp pentru efectuarea încercărilor (câteva zile sau ore).

3.3. CALCULUL ELEMENTELOR CONSTRUCŢIILOR DIN LEMN

3.3.1. PRINCIPII FUNDAMENTALE DE CALCUL

Calculul eforturilor şi al deformaţiilor în elementele construcţiilor din lemn se face în conformitate cu metodele staticii construcţiilor.

Una dintre problemele de cea mai mare importanţă a tehnicii construcţiilor constă în calculul rezistenţei, stabilităţii şi rigidităţii elementelor şi structurilor portante.

În decursul timpurilor s-au dezvoltat diferite metode pentru calculul construcţiilor de lemn. Prezentăm doar:

– metoda rezistenţelor admisibile, utilizată încă de la începutul secolului al XIX-lea şi cu răspândire largă în zilele noastre;

– metoda stărilor limită, aplicată pentru prima dată în C.S.I., care a început să capete o utilizare tot mai largă şi în alte ţări.

Metoda rezistenţelor admisibile (MRA). Calculul după metoda rezistenţelor admisibile (bazată pe ipoteza proporţionalităţii dintre eforturi şi deformaţii şi ipoteza secţiunilor plane) constă în compararea eforturilor unitare determinate pentru fiecare element al construcţiei, acţionat de încărcări normale date, cu rezistenţele admisibile ($\sigma_{ef} \leq \sigma_a$).

Deformabilitatea elementelor de construcţii, în general, se verifică (dacă este cazul) tot prin compararea săgeţilor rezultate prin calcul cu cele admisibile.

Eforturile unitare şi mărimea deformaţiilor se determină ţinând seama de acţiunea încărcărilor, stabilite în conformitate cu STAS 10101/0-75; STAS 10101/01-75; STAS 10101/2-75; 10101/2A1-78; 10101/2A2-78; 10101/20-92; 10101/21-92.

Rezistenţele admisibile se stabilesc în funcţie de valoarea medie a rezistenţei de rupere σ_r şi rezultă din împărţirea acestei mărimi cu un coeficient unic de siguranţă c, care introduce în calcul influenţa unor factori cum sunt: defectele lemnului şi influenţa dimensiunilor ca urmare a neomogenităţii materialului; concentrarea eforturilor unitare în apropierea găurilor şi a tăieturilor; posibilitatea reducerii rezistenţei de rupere sub valoarea medie; inexactitatea calculelor datorită aproximaţiilor introduse prin ipotezele admise; variaţiile probabile în mărimea încărcărilor stabilite de norme; defectele de execuţie etc.

Neajunsul metodei rezistenţelor admisibile constă în: lipsa de justificare ştiinţifică a coeficientului de siguranţă unic, care trebuie să acopere toate abaterile de la ipotezele medii sau ideale admise la dimensionarea elementelor de construcţie;

Din cele arătate rezultă că metoda rezistenţelor admisibile este acoperitoare, neputând prezenta corect capacitatea portantă a elementelor de construcţie, conducând de cele mai multe ori la construcţii neeconomice.

Metoda stărilor limită (MSL). Un calcul mai apropiat de solicitarea şi comportarea reală a construcţiilor se obţine prin înlocuirea coeficientului unic de siguranţă printr-o serie de coeficienţi care ţin seama de factorii care influenţează rezistenţa şi comportarea materialelor, ajungându-se astfel la metoda stărilor limită.

Prin starea limită se înţelege acea stare a unei construcţii în care exploatarea ei în condiţii normale este imposibilă.

În calculul construcţiilor de lemn se iau în consideraţie următoarele două stări limită:

– starea limită a capacităţii portante, care include starea de rezistenţă şi starea limită de stabilitate, în care construcţia îşi pierde capacitatea de a rezista la acţiunile exterioare;

– starea limită a exploatării normale sau starea limită de deformaţie, în care construcţia îşi păstrează rezistenţa şi stabilitatea, însă din cauza deformaţiilor sau a vibraţiilor mari care apar, se exclude posibilitatea exploatării ei în condiţii normale.

Calculul după prima stare este obligatoriu pentru toate construcţiile la care deformaţiile mari pot împiedica exploatarea lor normală.

Prima stare limită poate fi atinsă într-unul din următoarele moduri: când rezistenţa într-unul din elementele construcţiei atinge valoarea rezistenţei de calcul; când efortul într-una din îmbinări atinge valoarea capacităţii portante de calcul a îmbinării; când eforturile din elementele construcţiei ating valori care duc la pierderea stabilităţii, fie a unuia dintre elemente, fie a construcţiei în ansamblu.

A doua stare limită apare atunci când deformaţiile construcţiei sau ale elementelor de construcţie ating anumite valori limită.

Posibilitatea ajungerii construcţiei sau a elementelor de construcţie într-una din stările limită depinde de numeroşi factori, dintre care cei mai importanţi sunt: calitatea şi proprietăţile mecanice ale materialelor folosite; sarcinile exterioare şi alte acţiuni; condiţiile generale de lucru ale construcţiei şi ale elementelor ei.

Calitatea şi proprietăţile mecanice ale materialelor folosite se reflectă în calcule prin valoarea rezistenţei de calcul R, care se stabileşte pe baza rezistenţei de durată a lemnului, denumită rezistenţă normată R^n, prin înmulţirea ei cu coeficienţi de omogenitate a materialului k şi cu coeficienţii condiţiilor de lucru m, cu relaţia:

$$R = R^n\, km.$$

În cazul construcţiilor de lemn, coeficienţii condiţiilor de lucru se folosesc ţinând seama de: formarea vârfurilor de solicitare în dreptul găurilor şi al chertărilor; neuniformitatea distribuţiei eforturilor unitare normale şi tangenţiale; acţiunea diferiţilor agenţi chimici etc.

Pentru a ţine seama de posibilitatea de depăşire a încărcărilor normate Q^n, se introduc în calcule aşa-numiţii coeficienţi de supraîncărcare n, de obicei supraunitari, cu care se multiplică fie încărcarea Q^n, fie solicitarea corespunzătoare S

Având în vedere cele de mai sus, condiţia principală care trebuie îndeplinită în calculul după metoda stărilor limită poate fi enunţată astfel: solicitarea maximă probabilă (de calcul) a elementelor de construcţie sau a construcţiei trebuie să rămână mai mică decât capacitatea portantă minimă a acestora, calculată ţinând seama de coeficienţii de omogenitate ai materialului şi ai condiţiilor de lucru.

Calculul după metoda stărilor limită stabileşte următoarea formă unică de exprimare a formulelor de calcul:

$$S = nS^n \leq f(A, R^n km);$$

în care: $S = nS^n$ este suma solicitărilor de calcul:

$$(n_1 S_1^n + n_2 S_2^n + n_3 S_3^n + ...);$$

A – caracteristica geometrică a secţiunii elementului, corespunzător naturii solicitării;

$R^n km$ = rezistenţa de calcul R.

Calculul la stările limită după capacitatea portantă a elementelor şi construcţiilor de lemn se face sub acţiunea încărcărilor de calcul, ţinându-se seama de comportarea elasto-plastică a materialului.

Calculul la stările limită de deformaţie se face sub acţiunea încărcărilor normate, în ipoteza comportării elastice a materialului ($f_{ef} \leq f_{lim}$).

3.3.2. CARACTERISTICI NORMATE ŞI DE CALCUL

Rezistenţele admisibile pentru principalele specii de răşinoase în construcţii, în ipoteza de încărcare I (gruparea fundamentală) se dau în tabelul 3.1.

Rezistenţele admisibile din tabelul 3.1. se vor lua la dimensionarea elementelor de rezistenţă, atunci când materialul din care se execută corespunde categoriei în care sunt încadrate elementele, conform STAS 857-83. În cazul în care elementele sunt încadrate într-o categorie superioară calităţii efectiv folosite a materialului, rezistenţele admisibile se reduc cu 15%.

Rezistenţele de calcul ale lemnului de molid şi brad pentru construcţiile de lemn exploatate în condiţiile normale de temperatură şi umiditate, supuse simultan acţiunii încărcărilor permanente şi temporare de lungă durată, sunt date în tabelul 3.2.

Valorile rezistenţelor de calcul R din tabelul 3.2 s-au stabilit prin înmulţirea rezistenţelor normate R_n din tabelul 3.3, coloana „c", cu coeficienţii de omogenitate k din tabelul 3.4 şi cu coeficienţii condiţiilor de lucru m din tabelul 3.5.

Rezistenţele lemnului de alte specii se determină prin înmulţirea rezistenţelor admisibile sau de calcul ale lemnului de brad şi molid din tabelele 3.1 şi 3.2, cu coeficienţii k_{sp} din tabelul 3.6.

În cazul construcţiilor de lemn exploatate în medii cu umidităţi şi temperaturi ridicate sau în cazul în care sunt supuse numai la acţiunea încărcărilor permanente sau de scurtă durată, rezistenţele admisibile sau de calcul din tabelele 3.1 şi 3.2 se înmulţesc cu coeficienţi de corecţie suplimentari, care ţin seama de condiţiile de

Rezistenţele admisibile pentru principalele specii de răşinoase şi foioase folosite în construcţii

Nr. crt.	Natura solicitării	Simbolul	Rezistenţele admisibile, daN/cm² (STAS 856–71)							
			construcţii definitive				construcţii provizorii			
			Molid brad	Stejar	Fag	Plop	Molid brad	Stejar gorun	Fag	Plop
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Încovoiere	σ_{ai}	100	130	110	80	120	155	130	95
2	Întindere:									
	a) în lungul fibrelor fibrelor	σ_{at}	70	90	85	–	85	110	100	–
	b) în lungul fibrelor la construcţii care nu sunt supuse la efecte dinamice	σ_{at}	85	100	100	55	100	120	120	90
3	Compresiune în lungul fibrelor	σ_{ac}	100	130	110	80	120	155	130	95
4	Compresiune normală pe fibre	σ_{ac}	15	30	24	15	18	36	29	18
5	Strivire în lungul fibrelor	σ_{as}	100	130	110	80	120	155	130	95
6	Strivire normală pe fibre:									
	a) Necondiţionată:									
	– pe orice suprafaţă de contact	σ_{as}	15	30	24	15	18	36	29	18
	– în chertări laterale									
	b) Condiţionată (pe suprafeţe de strivire limitate pentru calcul)									
	– pe piese de rezemare cu condiţiile $a \leq h$ şi $a \geq 10$ cm									
	– cu pene prismatice cu fibrele elementelor îmbinate	σ_{as}	25	50	40	25	30	60	48	30
	– la transmiteri frontale									
	– pe suprafeţele de reazem ale construcţiilor de lemn									

Tabelul 3.1 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
7	Strivire sub şaibe	$\sigma_{as}\xi$	35	70	56	35	40	80	64	40
8	Forfecare în lungul fibrelor provenind din încovoiere	τ_{ai}	20	32	26	16	24	38	31	19
9	Forfecare în planul fibrelor									
	a) Longitudinală:									
	– la îmbinări cu prag de chertare frontală, cu lungimea de forfecare luată în calcul de *max* $10h_c$, sau *max* $2h$									
	– la pene prismatice cu fibrele aşezate în aceeaşi direcţie cu fibrele elementelor îmbinate	τ_a	10	16	13	8	12	19	16	10
	b) Transversală									
	– la pene prismatice cu fibrele aşezate normal pe direcţia fibrelor pieselor îmbinate	τ_a	5	8	7	4	6	10	8	5
10	Forfecare în planul fibrelor, longitudinală, având şi o componentă transversală:									
	– la îmbinări cu chertare laterală, cu lungimea de forfecare luată în calcul de *max* 5b:									
	a) Pentru unghiul de îmbinare $\alpha < 30°$	$\tau_{a\alpha}$	5	8	7	4	6	10	8	5
	b) Pentru $\alpha \geq 30°$	$\tau_{a\alpha}$	3	5	4	2	4	6	5	3
11	Forfecare în plan normal pe direcţia fibrelor	$\tau_{a1\alpha}$	45	75	60	36	53	90	90	45

Tabelul 3.2

Rezistențele de calcul R ale lemnului de molid și brad

Nr. crt.	Solicitarea și caracteristicile elementelor	Simbolul	Rezistența de calcul daN/cm^2
1	2	3	4
1	Încovoiere:		
	a) Elemente cu înălțimea secțiunii până la 50 cm, cu excepția celor menționate la punctele „b" și „c"	R_i	130
	b) Elemente cu secțiunea dreptunghiulară plină, cu lățimea minimă de 14 cm și înălțimea de 50 cm	R_i	150
	c) Lemn rotund care nu are chertări în secțiunea calculată	R_i	160
2	Întindere paralel cu fibrele:		
	a) Elemente fără slăbiri în secțiunea de calcul	R_t	100
	b) Elemente cu slăbiri în secțiunea calculată	R_t	80
3	Compresiune și strivire paralel cu fibrele:	R_c, R_{str}	130
4	Compresiune și strivire perpendicular pe fibre pe întreaga suprafață	$R_{c'90}$; $R_{str'90}$	18
5	Strivire locală perpendicular pe fibre:		
	a) În planele de rezemare ale construcției	$R_{str'90}$	24
	b) În chertări frontale și pene	$R_{str'90}$	30
	c) Sub șaibe, pentru unghiuri de strivire de la 90° la 60°	$R_{str'90}$	40
6	Forfecare în lungul fibrelor din încovoiere și în îmbinări (pentru întindere maximă)	R_{forf}	24
7	Forfecare transversal pe fibre (pentru întindere maximă)	R_{forf}	12

Tabelul 3.3

Rezistențele normate ale lemnului de brad și molid, fără defecte, cu umiditate de 15%

Solicitarea	Rezistența normată R^n daN/cm^2		
	a	b	c
Încovoiere statică	500	400	330
Întindere paralel cu fibrele	550	440	370
Compresiune și strivire paralel cu fibrele	300	240	200
Compresiune și strivire perpendicular pe fibre	–	23	20
Forfecare în planul fibrelor:			
a) Forfecare paralel cu fibrele	40	–	–

Tabelul 3.4

Coeficienţii de omogenitate

Solicitarea	Coeficientul de omogenitate k
Încovoiere	0,40
Întindere paralel cu fibrele	0,27
Compresiune paralel cu fibrele	0,65
Compresiune perpendicular pe fibre	0,90
Forfecare în lungul fibrelor	0,70

Tabelul 3.5

Coeficienţii condiţiilor de lucru pentru elemente şi îmbinări m

Solicitarea şi caracteristica elementelor şi îmbinărilor	Coeficientul condiţiilor de lucru m
Încovoiere	
Elemente cu secţiuni dretunghiulare pline, cu lăţimea maximă de 14 cm şi înălţimea maximă de 50 cm	1,15
Buşteni care nu au chertări în secţiunea de calcul	1,20
Întindere paralel cu fibrele	
Elemente care au slăbiri în secţiunea de calcul	0,80
Strivire perpendicular pe fibre	
La suprafeţele de reazem ale construcţiilor	1,30
La îmbinările frontale şi penele de îmbinare	1,70
La compresiune sub şaibe (la unghiuri de strivire de la 90° la 60°)	

Tabelul 3.6

Coeficienţii de trecere la rezistenţele admisibile sau de calcul ale lemnului de alte specii, în raport cu rezistenţele lemnului de brad şi molid

Specia	Coeficienţii k_{sp} pentru solicitarea la:		
	Întindere, încovoiere, compresiune paralel cu fibrele	Compresiune perpendicular pe fibre	Forfecare
Salcie	1,2	1,2	1,0
Stejar	1,3	2,0	1,3
Frasin, arţar, carpen	1,3	2,0	1,6
Salcâm	1,5	2,2	1,8
Mesteacăn, fag	1,1	1,6	1,3
Ulm	1,1	1,6	1,0
Anin, tei	0,8	1,3	1,1
Plop	0,8	1,0	0,8

La calculul îmbinărilor, rezistenţele admisibile de calcul se vor înmulţi cu

Tabelul 3.7

Coeficienţii de corecţie de care trebuie să se ţină seama la condiţiile de exploatare a construcţiilor

Nr. crt.	Condiţiile de exploatare a construcţiilor	Coeficienţii de corecţie
1	Umeziri de scurtă durată ale materialului lemnos, urmate de uscări (neprotejat la acţiunile atmosferice), la construcţii cu umeziri de scurtă durată în încăperi industriale etc.	0,85
2	Umeziri de lungă durată ale materialului lemnos (în apă sau pământ), la construcţii cu umeziri îndelungate în încăperi industriale etc.	0,75
3	Acţiunea temperaturilor ridicate ale aerului 35...50°C (în încăperi industriale)	0,80
4	Acţiuni numai din încărcările permanente	0,80

Observaţii:

Coeficientul de 0,8 (pct. 4) se va lua în consideraţie la calculul elementelor şi al îmbinărilor supuse numai acţiunii încărcărilor permanente şi numai atunci când efortul din elementele şi îmbinările respective, cauzat de încărcările permanente de calcul, depăşeşte 0,8 din efortul calculat pentru încărcarea totală.

Ca încărcări permanente se consideră pe lângă greutatea proprie a construcţiei şi sarcinile utile ale depozitelor şi încăperilor pentru biblioteci, presiunea apei şi a materialelor necoezive, care acţionează pe o perioadă mai îndelungată de funcţionare.

Tabelul 3.8

Coeficienţii de corecţie pentru elemente de construcţii supuse acţiunii sarcinilor de scurtă durată

Încărcarea	Coeficientul condiţiilor de lucru	
	Pentru orice fel de rezistenţă, în afară de strivirea perpendiculară pe fibră	Strivirea perpendiculară pe fibră
Din vânt	1,2	1,4
Din montaj	1,2	1,4
Seismică	1,4	1,6

Rezistenţele admisibile pentru elementele de rezistenţă realizate din oţel (tălpile, diagonalele şi montanţii fermelor supuse la întindere, tiranţi etc., precum şi piesele de îmbinare se vor lua conform STAS 763-71

Tabelul 3.9

Coeficientul k_c pentru elemente curbe

Felul solicitării	Coeficienții pentru raportul R/a				
	125	150	200	250	≤ 300
Compresiune și încovoiere	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0
Întindere	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0

Observație:

R – raza de curbură a elementului;

a – dimensiunea secțiunii unei singure scânduri sau rigle pe direcția razei de curbură.

Tabelul 3.10

Modulele de elasticitate E și G

Specia materialului lemnos	Modulul de elasticitate		Modulul de elasticitate transversal, G daN/cm^2
	Paralele cu direcția fibrelor, E_p daN/cm^2	Perpendicular pe direcția fibrelor, E_{pp} daN/cm^2	
Rășinoase	100 000	3 000	5 000
Foioase	125 000	6 000	10 000

Rezistențele de calcul ale oțelului pentru elemente de oțel ale construcțiilor din lemn, precum și calculul acestora se vor determina ținând seama de prevederile părții a IV-a din vol. II al *Normativului pentru calculul la stări limită.*

Modulul de elasticitate E și modulul de elasticitate transversal G pentru speciile de material lemnos folosite în construcții se dau în tabelul 3.10.

Modulul de elasticitate al materialului lemnos în lungul fibrelor, indiferent de esența lemnului, pentru calculul la starea limită de deformație a construcțiilor protejate împotriva umidității de lungă durată și a temperaturilor ridicate, aflate sub acțiunea încărcărilor permanente, cât și a celor temporare, se ia $E = 100\,000$ daN/cm^2.

În cazul determinării deformațiilor elementelor de construcție aflate în condițiile unei umidități de lungă durată sau a unor temperaturi mari (35...50°C), ori în cazul în care sunt verificate numai la acțiunea încărcărilor permanente (fără a se lua în considerație cele temporare), modulul de elasticitate se obține prin înmulțirea valorilor menționate mai sus cu coeficienții de corecție indicați în tabelul 3.7.

În cazul în care intervin concomitent mai mulți factori (de exemplu creșterea umidității, creșterea temperaturii, acțiuni numai ale încărcărilor permanente etc.), rezistențele și modulul de elasticitate al materialului lemnos se vor determina introducând coeficienții de corecție corespunzători.

Încărcările normate, precum și valoarea coeficienților de suprâncărcare n se

3.4. CALCULUL ELEMENTELOR DIN LEMN CU SECȚIUNE SIMPLĂ

3.4.1. ELEMENTE SOLICITATE LA ÎNTINDERE AXIALĂ

Calculul barelor întinse centric se face în ipoteza distribuirii uniforme a eforturilor unitare normale, ținând seama de slăbirile existente. În realitate, datorită slăbirilor, repartiția eforturilor unitare normale în zona slăbirilor nu este uniformă. În calculul la stări limită se ține cont de acest lucru, prin introducerea coeficienților de neomogenitate și ai condițiilor de lucru subunitari.

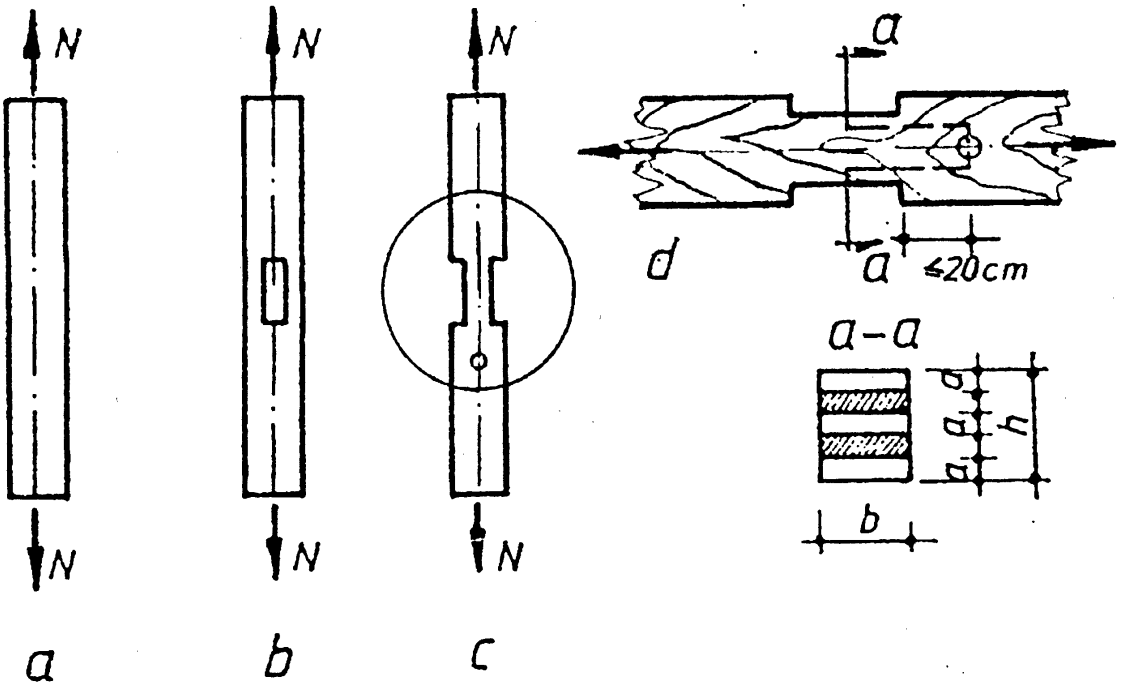


Fig. 3.20. Slăbirile caracteristice elementelor întinse axial.

Calculul la întindere axială se face pentru secțiunea cea mai slăbită (fig. 3.20). Slăbirile existente pe o porțiune măsurată în lungul barei de maximum 20 cm, se vor considera în aceeași secțiune transversală a barei.

Calculul elementelor întinse centric se face cu relația:

$$\sigma = \frac{N_t}{A_n} \leq \sigma_{at}\left(R_t\right), \qquad (3.1)$$

în care: N_t este forța axială normată (de calcul), în daN;

A_n – aria secțiunii transversale slăbite, în cm^2;

$\sigma_{at}\,(R_t)$ – rezistența admisibilă (de calcul) a lemnului la întindere în lungul fibrelor (tabelul 3.1 sau 3.2), daN/cm^2.

3.4.2. ELEMENTE SOLICITATE LA COMPRESIUNE AXIALĂ

Calculul barelor scurte comprimate, sau la care deformarea axei medii în sens

existente în bară. În cazul compresiunii, formarea vârfurilor de solicitare are un rol mai puţin important decât în cazul întinderii, din cauza unei repartizări mai uniforme a tensiunilor incidentale locale, ca urmare a unei comportări mai plastice a lemnului la compresiune.

Calculul elementelor comprimate centric din condiţia de rezistenţă se face cu relaţia:

$$\sigma = N_c / A_n \leq \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{3.2}$$

în care: N_c este forţa axială normată (de calcul);

σ_{ac} (R_c) – rezistenţa admisibilă (de calcul) la compresiune în lungul fibrelor, în daN/cm^2.

În cazul elementelor comprimate, mai mult sau mai puţin lungi, la care deformarea axei medii în sens transversal nu este împiedicată, se impune ca în afara calculului de rezistenţă să fie verificate şi la stabilitate ($\sigma = N_c / \varphi A$; φ este coeficient de flambaj).

O bară flexibilă comprimată centric îşi poate pierde stabilitatea în urma fenomenului de flambaj, la un efort unitar cu mult mai mic decât rezistenţa de rupere, iar în cazul unei acţiuni de durată a încărcării, la un efort unitar mai mic decât rezistenţa de durată a lemnului.

Flambajul apare atunci când forţa de compresiune depăşeşte o anumită valoare limită, denumită încărcare critică de flambaj şi se manifestă prin pierderea stabilităţii barei.

Mărimea teoretică a încărcării critice pentru o bară perfect elastică comprimată centric se stabileşte cu formula lui Euler:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l_f^2 , \tag{3.3}$$

în care: E este modulul de elasticitate al materialului, în daN/cm^2;

I – momentul de inerţie minim al secţiunii, în cm^4;

l_f – lungimea de flambaj, care se determină în funcţie de rezemarea extremităţilor barei; în cazul barelor articulate la ambele capete (cazul cel mai caracteristic pentru elementele din lemn), se ia egală cu lungimea lor reală.

Din formula (3.3) rezultă rezistenţa critică a unei bare perfect elastice:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 EI / Al_f^2 = \pi^2 E / \lambda^2 . \tag{3.4}$$

unde λ este coeficientul de subţirime al barei ($\lambda = l_f / I$).

Raportul dintre rezistenţa critică σ_{cr} şi rezistenţa de rupere dă mărimea coeficientului de flambaj φ:

$$\sigma_{cr} / \sigma_r = \pi^2 E / \lambda^2 \sigma_r = \varphi. \tag{3.5}$$

În acest mod, coeficientul $\varphi < 1$ poate fi considerat un coeficient de corecţie cu care trebuie înmulţită rezistenţa de rupere pentru a se obţine efortul unitar critic al unei bare perfect elastice.

Experimental s-a constatat că pentru $\lambda \geq 75$, raportul dintre modulul de elasticitate şi rezistenţa de rupere poate fi considerat constant şi în medie egal cu $E / \sigma_r = 312$.

În cazul solicitărilor de durată, rezistenţa de rupere se reduce; în acelaşi timp,

elasticitate se produce aproximativ în aceeaşi proporţie cu a rezistenţei de rupere şi, ca urmare, raportul dintre modulul de elasticitate de durată E_d şi rezistenţa de durată σ_d este acelaşi ca şi în cazul solicitărilor de scurtă durată, adică:

$$E_d / \sigma_d \approx E / \sigma_r \approx 312. \tag{3.6}$$

În acest caz, relaţia (3.5) devine:

$$\varphi = \pi^2 312 / \lambda^2 = 3100 / \lambda^2. \tag{3.7}$$

Într-un sistem de coordonate φ, λ, relaţia (3.7) reprezintă ecuaţia unei hiperbole (hiperbola lui Euler).

Valorile lui φ determinate pe baza acestei formule sunt adevărate pentru valoarea constantă a modulului de elasticitate, adică atâta timp cât efortul unitar critic σ_{cr} nu depăşeşte limita de proporţionalitate a materialului. Dincolo de această limită, modulul de elasticitate E devine variabil, depinzând de mărimea efortului unitar.

Formula lui Euler poate fi extinsă şi dincolo de limita de elasticitate, dacă se introduce în calcul în locul modulului de elasticitate E constant, un modul de elasticitate E_k, mai mic decât E, care pentru o secţiune dreptunghiulară are expresia:

$$E_k = \frac{4E}{\left(\sqrt{E}+\sqrt{E_\sigma}\right)^2} = \frac{4E}{\left(\sqrt{\frac{E}{E_\sigma}}+1\right)^2} = kE, \tag{3.8}$$

în care: $E = \operatorname{tg} \alpha$ este modulul de elasticitate constant, în daN/cm^2;

$E_k = d\sigma / d\varepsilon = \operatorname{tg} \beta$ – modulul de elasticitate variabil, determinat din diagrama experimentală la compresiune (fig. 3.21) în acel punct al ei, pentru care rezistenţa critică are valoarea dată.

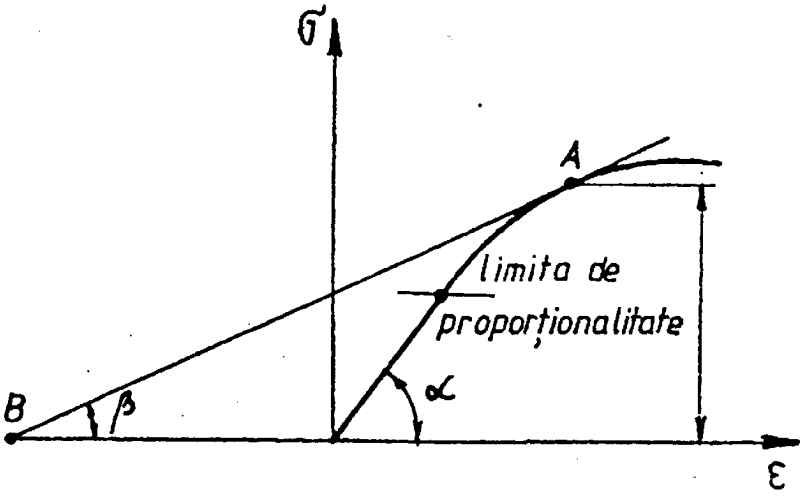


Fig. 3.21. Diagrama experimentală la compresiune pentru determinarea modulului de elasticitate variabil, dincolo de

Determinarea coeficientului de flambaj φ, dincolo de limita de proporţionalitate ($\lambda < 75$), se face cu ajutorul formulei propuse de D. A. Kocetcov, pe baza curbei experimentale:

$$\varphi = 1 - 0{,}8\left(\lambda / 100\right)^2. \tag{3.9}$$

Coeficientul de flambaj φ poate fi determinat şi cu ajutorul graficului din

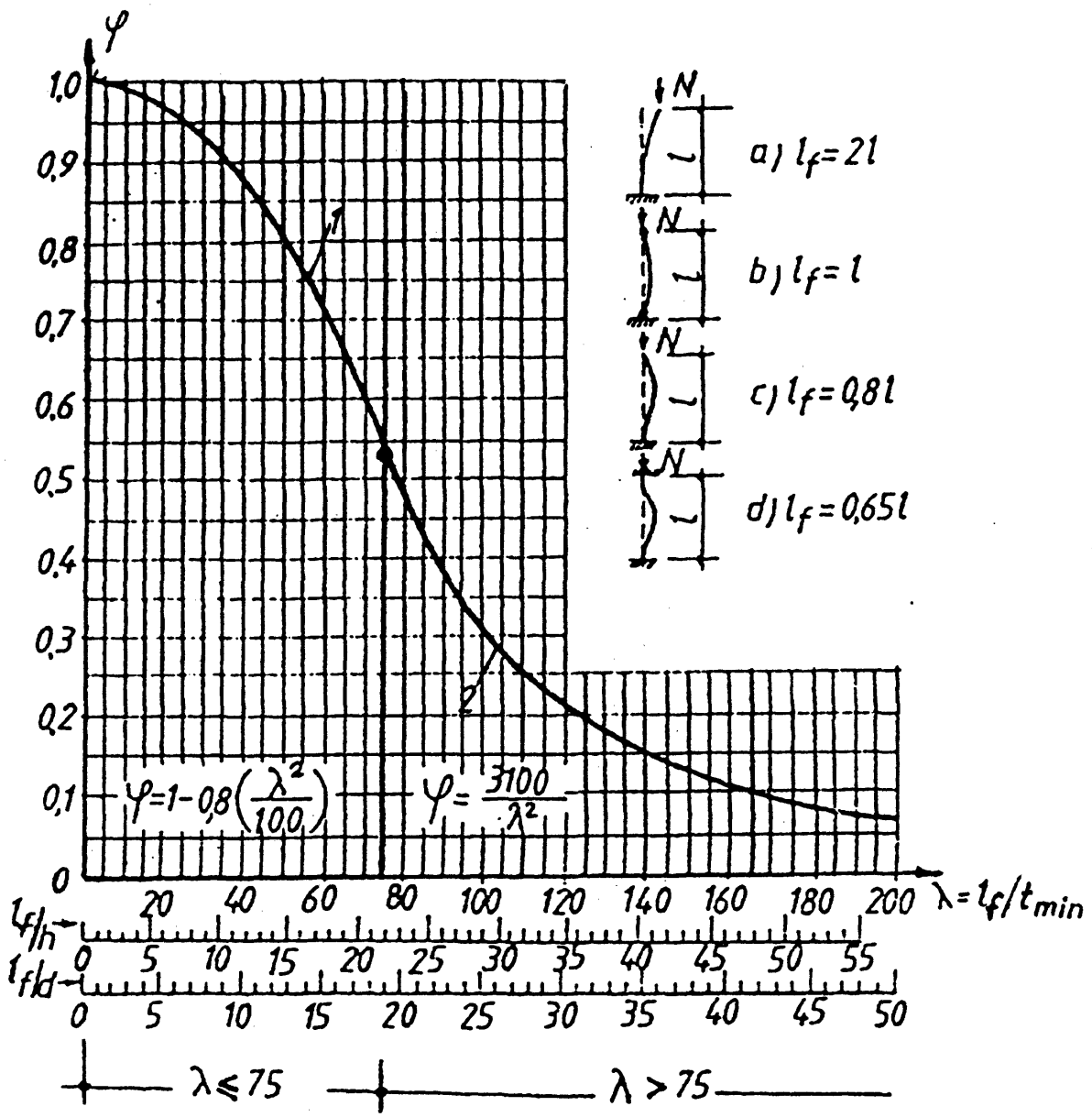


Fig. 3.22. Curba teoretică pentru determinarea coeficientului de flambaj.

Calculul elementelor comprimate centric la stabilitate se face cu relaţia:

$$\sigma = N / \varphi A \leq \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{3.10}$$

în care: σ_{ac} (R_c) este rezistenţa admisibilă (de calcul) a lemnului la compresiune în lungul fibrelor, în daN/cm^2;

φ – coeficientul de flambaj;

A – aria de calcul a secţiunii transversale şi se stabileşte astfel;

– pentru secţiuni fără slăbiri sau cu slăbiri care nu ies la margine şi la care aria slăbirilor nu depăşeşte 25% din secţiunea brută (fig. 3.23, *a*, *b*), $A = Abr$;

– pentru secţiuni cu slăbiri care ies la margine, dar la care aria slăbirilor depăşeşte 25% din secţiunea brută, $A = 4/3A_n$;

În cazul slăbirilor nesimetrice, calculul se face la compresiune excentrică (fig. 3.23, *d*).

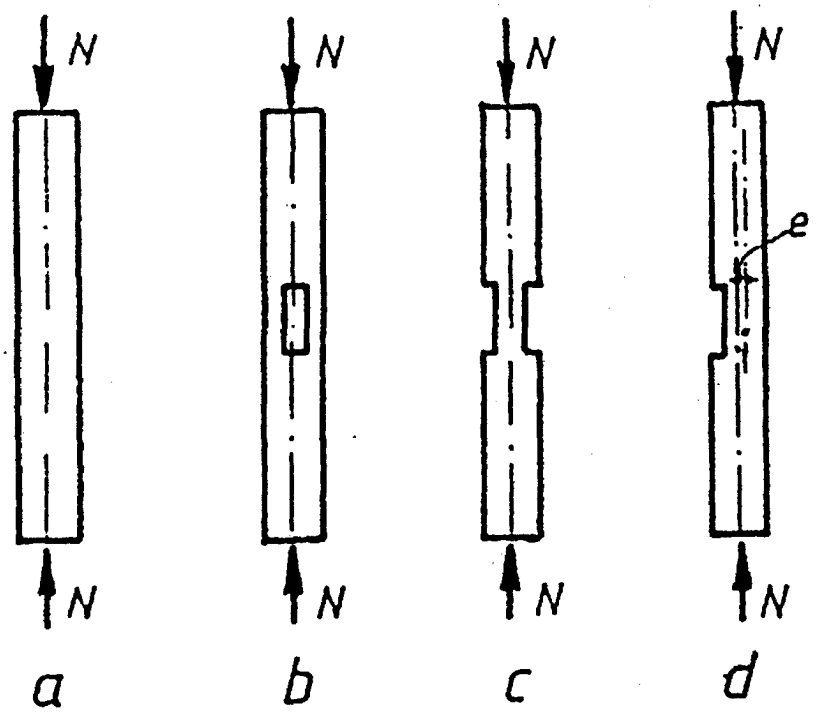


Fig. 3.23. Slăbirea elementelor din lemn solicitate la compresiune.

Coeficientul de subţirime a barelor se determină cu relaţia:

$$\lambda = l_f / i_{min}, \qquad (3.11)$$

în care: l_f este lungimea de flambaj a barei, în cm;
i_{min} – raza de giraţie minimă a secţiunii barei, în cm.
Valorile coeficientului de zveltețe sunt date în tabelul 3.11.

Tabelul 3.11

Valorile coeficientului de zveltețe λ_{max}

Nr. crt.	Denumirea elementului	Coeficientul de zveltețe maxim admis λ_a pentru:	
		Construcţii definitive	Construcţii provizorii şi auxiliare
1	La grinzi cu zăbrele şi arce: – tălpi, diagonale şi montanţi de reazem; – celelalte elemente	 150 175	 175 200
2	Stâlpi principali Stâlpi secundari (pentru pereţi, supraluminatoare etc.) şi zăbrelele stâlpilor cu secţiune compusă	120 150	150 175
3	Contravântuiri	200	200

Lungimea de flambaj l_f se determină în funcţie de modul de rezemare şi încărcarea barei.

Lungimea de flambaj de calcul, în cazul barelor comprimate care se intersectează şi se solidarizează la intersecţie, se ia în felul următor:

1) Pentru verificarea la stabilitate în planul construcţiei, l_f se ia egal cu distanţa de la centrul nodului până la punctul de intersecţie a barelor.

2) Pentru verificarea stabilităţii în planul normal pe planul construcţiei se va lua:

a) În cazul întâlnirii a două elemente comprimate (N_1, N_2), l_f se ia egal cu lungimea totală a barei;

b) În cazul întâlnirii unei bare comprimate (N_1) cu una nesolicitată ($N_2 = 0$), l_f se determină cu relaţia:

$$l_f = \frac{l_1}{\sqrt{1+\dfrac{l_1\lambda_1^2 A_2}{l_2\lambda_2^2 A_1}}} \geq 0{,}5 l_1, \tag{3.12}$$

în care: l_1, λ_1, A_1 sunt lungimea totală, coeficientul de subţirime şi aria secţiunii barei comprimate;

l_2, λ_2, A_2 – idem, ale barei nesolicitate (fără efort);

c) În cazul întâlnirii unei bare comprimate (N_1) cu una întinsă (N_2) solicitată de un efort axial egal sau mai mare decât cel din bara comprimată, l_f de calcul se ia egal cu distanţa de la centrul nodului până la punctul de intersecţie al barelor.

Dacă efortul axial din bara întinsă este mai mic decât efortul din bara comprimată, l_f se stabileşte prin interpolare între cazurile b) şi c).

3.4.3. ELEMENTE SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE

Din materialul lemnos utilizat pentru realizarea construcţiilor de lemn, şi mai ales în cazul construcţiilor de acoperiş, elementele solicitate la încovoiere reprezintă 80–85%. Rezultă că printr-o proiectare raţională, adoptând soluţii eficiente pentru realizarea acestor elemente, se pot asigura importante economii de material lemnos.

În practică se întâlnec două cazuri de solicitare la încovoiere: încovoiere simplă şi încovoiere oblică.

Încovoierea simplă. În acest caz, calculul de rezistenţă se face cu relaţia:

$$\sigma = M / W_{net} \leq \sigma_{ai}(R_i) \quad \left[\text{daN/cm}^2\right]; \tag{3.13}$$

în care: M este momentul încovoietor normat (de calcul), în daNcm;

W_{net} – modulul de rezistenţă net al secţiunii transversale, în cm^3;

$\sigma_{ai}(R_i)$ – rezistenţa admisibilă (de calcul) a lemnului la încovoiere, în daN/cm^2.

Dacă secțiunea cea mai slăbită nu coincide cu secțiunea în care momentu încovoietor este maxim, se impune o verificare suplimentară și în secțiunea cu slăbi maxime.

Deoarece lemnul are un modul de elasticitate relativ mic, grinzile de lem supuse la încovoiere suferă de obicei deformații mari, mai cu seamă în cazu încărcărilor de durată, și din această cauză se impune ca în afara calculului d rezistență să se facă și o verificare a rigidității sau a săgeții acestora ($f_{ef} \leq f_a$). Valoare săgeților admisibile f_a se stabilește în conformitate cu STAS 856–71.

Calculul elementelor încovoiate la starea limită de deformații se face în ipotez cea mai defavorabilă de încărcare cu încărcări normate.

Valorile săgeților limită ale elementelor încovoiate sunt date în tabelul 3.12 în funcție de deschiderea și de durata încărcărilor.

În practică se pune problema determinării secțiunii optime pentru grinzil supuse la încovoiere, care să satisfacă condiția de rezistență fără a depăși înș valoarea săgeților admisibile f_a sau limită.

Soluționarea acestei probleme se poate face dacă se pornește de la relați simplă care există între săgeata relativă f / l, înălțimea relativă h / l și efortul unitar normal σ, cunoscând că săgeata maximă a unei grinzi supuse la încovoiere se poate exprima sub forma:

$$f = \alpha \frac{M_{max} l^2}{EI}. \tag{3.14}$$

Dacă în relația (3.14) se înlocuiește I cu $Wh/2$ și se împarte în același timp cu l, se obține expresia săgeții relative:

$$\frac{f}{l} = \alpha \frac{M_{max}}{W} \cdot \frac{2l}{Eh} = 2\alpha \frac{\sigma l}{Eh} = k \frac{\sigma l}{Eh}, \tag{3.15}$$

în care: σ este efortul unitar efectiv în secțiunea în care acționează M_{max};

$2\alpha = k$ – un coeficient numeric care depinde de modul de încărcare și condițiile de rezemare ale grinzii.

Tabelul 3.12

Săgețile limită pentru elementele încovoiate

Nr. crt.	Elementele construcțiilor	Săgețile limită	
		Încărcări de lungă durată	Încărcări de scurtă durată
1.	La planșee între etaje	$l/250$	$l/250$
2.	La planșeele podurilor clădirilor	$l/200$	$l/200$
3.	Acoperișuri (în afară de dolii):		
	a) Pane, căpriori, plăci de lemn	$l/200$	$l/150$
	b) Grinzișoare și astereală	$l/150$	$l/100$
4.	La dolii	$l/400$	$l/300$

Observație:

Pentru elementele planșeelor tencuite se mai face verificarea suplimentară numai sub acțiunea încărcărilor utile, considerând săgeata limită admisă $l/350$

Din formula (3.15) se poate determina înălțimea relativă necesară a grinzii pentru o valoare dată săgeții relative f/l (care de obicei se ia egală cu săgeata relativă maximă admisă sau limită) și rezistența efectivă σ_e, cu relația:

$$\frac{h}{l} = k\frac{\sigma_e}{E}\cdot\frac{l}{f_a(\lim)}. \qquad (3.16)$$

În unele cazuri este necesar ca pe lângă calculul de rezistență și rigiditate să se facă verificarea elementului încovoiat și la forfecare, în secțiunea în care eforturile tangențiale sunt maxime, cu relația:

$$\tau = QS_b / bI_b \le \tau_a(R_f), \qquad (3.17)$$

în care: Q este forța tăietoare normată (de calcul), în daN;

S_b – momentul static brut al secțiunii care lunecă în raport cu axa neutră, în cm^3;

I_b – momentul de inerție brut al întregii secțiuni, în cm^4;

b – lățimea secțiunii în dreptul planului de alunecare, în cm.

Verificarea la forfecare din încovoiere apare necesară numai la grinzi foarte scurte, a căror lungimea nu depășește de 5 ori înălțimea ($l / h \le 5$). Excepție fac cazurile în care sarcinile concentrate mari sunt amplasate în apropierea reazemelor sau în cazul grinzilor cu o inimă plină subțire (I, T și dublu T).

Încovoierea oblică. În cazul în care direcția de acțiune a forțelor care solicită un element supus la încovoiere nu coincide cu direcția nici uneia dintre axele principale de inerție ale secțiunii transversale, are loc așa-numita încovoiere oblică.

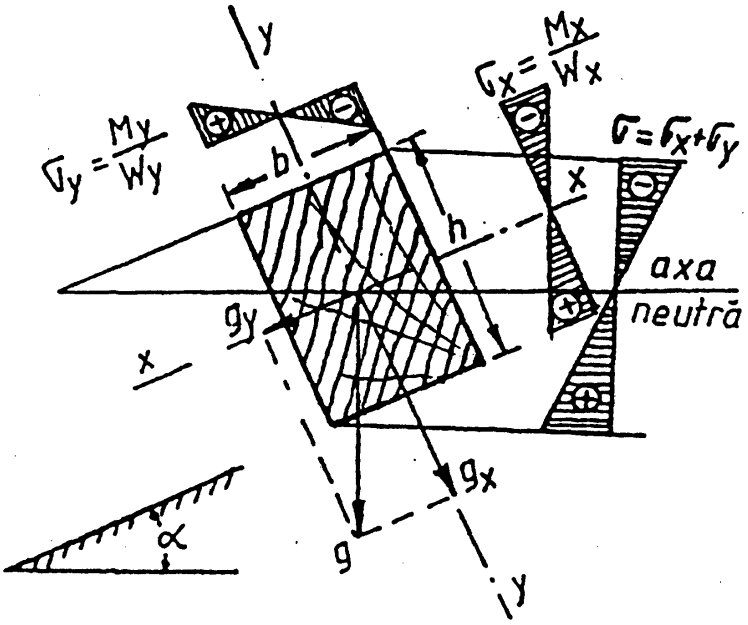
Cazuri de solicitare la încovoiere oblică apar în mod frecvent în cazul penelor de acoperiș, unde sarcina q care încarcă pana se descompune în două elemente componente q_x și q_y, după direcția axelor principale de inerție, a căror mărime depinde de unghiul α (fig. 3.24).

Calculul elementelor încovoiate cu secțiune plină solicitate după două direcții se face cu relația:

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y \le \sigma_{ai}(R_i), \quad (3.18)$$

în care: M_x, M_y sunt componentele momentelor încovoietoare, corespunzătoare axelor principale $x - x$ și $y - y$;

W_x, W_y – modulele de rezistență ale secțiunii transversale în raport



Verificarea rigidităţii unui element solicitat la încovoiere oblică se face cu relaţia

$$f_{ef} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_{ad}. \qquad (3.19)$$

În cazul elementelor cu secţiunea dreptunghiulară (h, b), valoarea minimă a ariei secţiunii transversale se obţine pentru raportul $h/b = W_x/W_y = \text{ctg}\,\alpha$, din condiţia de săgeată (α fiind unghiul de pantă).

Deoarece, în general, prezenţa încovoierii oblice duce la mărirea considerabilă a dimensiunilor secţiunii transversale (cu excepţia secţiunilor circulare), această încovoiere trebuie, pe cât posibil, evitată.

Slăbirea grinzilor (penelor, căpriorilor etc.) prin tăierea fibrelor extreme în zonele cu M_{max} sau prin chertare în dreptul reazemelor nu este indicată, deoarece prin reducerea bruscă a secţiunii apar concentrări de eforturi locale mari, care pot duce la despicarea lemnului din acele secţiuni, prin depăşirea rezistenţei la întindere normală pe fibre. Acest pericol devine şi mai mare în cazul în care se folosesc materiale cu umiditate ridicată, deoarece în acest caz crăpăturile din contragere (uscare) pot coincide cu zonele cu eforturi de despicare maxime.

Pentru evitarea acestor neajunsuri, chertarea grinzilor pe reazeme se impune să nu se facă sub forma unui prag drept, ci în teşitură (fig. 3.25), cu respectarea următoarelor indicaţii cu privire la mărimea adâncimii de chertare a:

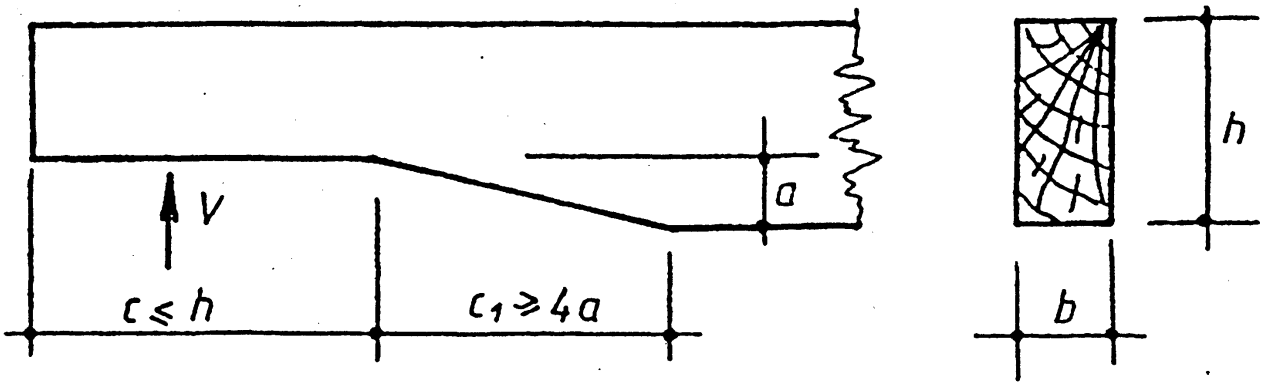


Fig. 3.25. Chertarea grinzilor din lemn solicitate la încovoiere.

- pentru $V/bh \geq 6$ kgf/cm^2, $a \leq 0{,}10h$;
- pentru $V/bh \geq 4$ kgf/cm^2, $a \leq 0{,}25h$;
- pentru $V/bh \geq 2{,}5$ kgf, $a \leq 0{,}50h$;
- pentru $h > 18$ cm, $a \leq 0{,}30h$;
- pentru $h = 18$–12 cm, $a \leq 0{,}40h$;
- pentru $h < 12$ cm, $a \leq 0{,}50h$;

3.4.4. ELEMENTE SOLICITATE LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ

Elementele de construcţie supuse simultan acţiunii unei forţe axiale de compresiune N şi unui moment încovoietor M se numesc elemente comprimate excentric, sau comprimate-încovoiate.

În practică se întâlnesc diferite cazuri de încărcare, care duc la apariţia unei solicitări simultane din N şi M. Momentul încovoietor poate proveni din acţiunea unei încărcări transversale, din acţiunea excentrică a unei forţe axiale, din cauza unei curbări iniţiale a barei, din cauza slăbirilor nesimetrice etc. (fig. 3.26).

Calculul barelor comprimate excentric se face ţinând în consideraţie, în afară de momentul încovoietor iniţial M_0 (dat de încărcările transversale), şi momentul încovoietor suplimentar (Nf_{tot}) dat de forţa axială de compresiune N şi săgeata totală provenită atât din încărcări transversale, cât şi din acţiunea excentrică a lui N).

Deoarece la calculul barelor solicitate la încovoiere cu compresiune nu poate fi folosit principiul suprapunerii efectelor, calculul elementelor comprimate excentric se face după o metodă aproximativă, stabilită în urma a numeroase observaţii teoretice şi practice.

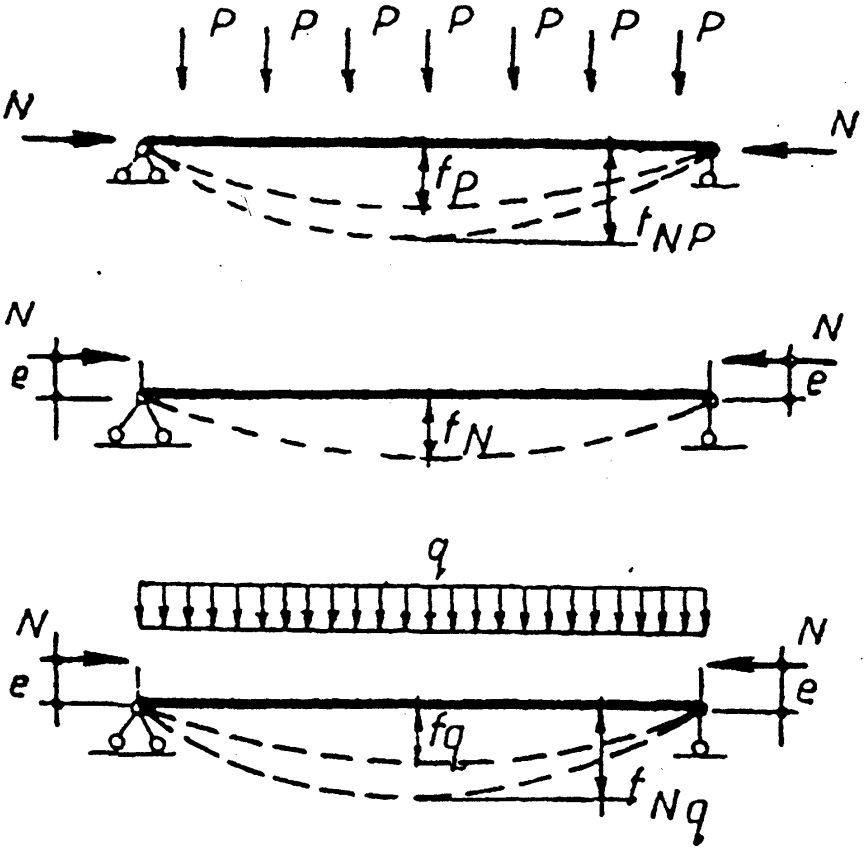


Fig. 3.26. Schemele de solicitare pentru barele comprimate excentric.

Efortul unitar în fibra extremă comprimată, ţinând seama de acţiunea simultană a forţei axiale N şi a momentului încovoietor M se determină cu relaţia:

$$\sigma = N/A + M/W \le \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{3.20}$$

în care:

$$M = M_0 + Nf. \tag{3.21}$$

Admiţând ipoteza că axa medie deformată a unei bare supuse la compresiune excentrică, pentru toate cazurile de încărcări simetrice, se apropie de cazul unei încărcări sinusoidale, se poate demonstra că între săgeata totală f_{tot} a barei şi săgeata f_0 a aceleiaşi bare supuse numai la încovoiere, există relaţia:

$$f_{tot} = \frac{f_o}{1 - \dfrac{N}{N_{cr}}}, \tag{3.22}$$

în care: N este forţa axială de compresiune;

N_{cr} – forţa critică de flambaj ($N_{cr} = \pi^2 EI / l_f^2$);

În baza ipotezei admise mai sus, după care axa medie deformată este o sinusoidă $y = f_0 \sin(\pi x / l)$, în care f_0 poate fi exprimată în funcţie de momentul încovoietor şi de forţa critică de flambaj ($f_0 = M_0 / N_{cr}$), expresia săgeţii se poate scrie sub forma:

$$y'' = -f_0 \frac{\pi^2}{l^2} \sin\frac{\pi x}{l},$$

care pentru $x = l/2$ şi neglijând semnul minus, devine:

$$y'' = f_0 \frac{\pi^2}{l^2} = \frac{M_0}{EI} \quad sau \quad f_0 = \frac{M_0 l^2}{\pi^2 EI} = \frac{M_0}{N_{cr}}.$$

În acest caz, săgeata totală va fi:

$$f_{tot} = \frac{M_0}{N_{cr}\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} = \frac{M_0}{N_{cr} - N} \tag{3.23}$$

Introducând valoarea lui f din expresia (3.23) în relaţia (3.21), se obţine:

$$M = M_0 + \frac{NM_0}{N_{cr} - N} = M_0\left(1 + \frac{N}{N_{cr} - N}\right) = \frac{M_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{M_0}{\xi}, \tag{3.24}$$

unde ξ este coeficientul care ţine seama de efectul momentului suplimentar şi de flambaj.

Dacă se ia $N_{cr} = \varphi A_{br} \sigma_{ac}$ şi $\varphi = 3\,100 / \lambda^2$, coeficientul ξ poate fi exprimat şi sub forma:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{N}{A_{br}\sigma_{ac}}. \tag{3.25}$$

Relaţia finală pentru verificarea rezistenţei unei bare supuse la compresiune excentrică, ţinând seama de slăbirea existentă şi de faptul că rezistenţele admisibile (de calcul) la compresiune şi încovoiere pot avea valori diferite, devine:

$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} + \frac{M_0}{\xi W_{net}} \cdot \frac{\sigma_{ac}}{\sigma_{ai}} \frac{\left(R_c\right)}{\left(R_i\right)} \le \sigma_{ac}\left(R_c\right). \tag{3.26}$$

Valoarea coeficientului ξ variază între 0 şi 1. Coeficientul de subţirime λ necesar pentru calculul lui ξ se determină în acelaşi mod ca şi în cazul calculului la flambaj, ţinând seama de lungimea de flambaj l_f.

În cazul valorilor mici ale lui M_0, când M_0 / W_{br} reprezintă mai puţin decât 10% din N / A_{br}, verificarea se face numai la compresiune cu flambaj (neglijându-se influenţa lui M_0).

Calculul forţelor tăietoare de calcul precum şi al celor de alunecare, în cazul compresiunii excentrice, se face în mod analog, folosind relaţiile:

$$Q = Q_0 / \xi; \qquad T_f = T_{fo} / \xi . \tag{3.27}$$

3.4.5. ELEMENTE SOLICITATE LA ÎNTINDERE EXCENTRICĂ

Calculul elementelor întinse excentric se face în acelaşi fel ca şi în cazul barelor comprimate excentric, cu deosebirea că aici, forţa axială de întindere N duce la micşorarea săgeţii provenite din încărcarea transversală (fig. 3.27) şi, de aceea, în calcule nu se ţine seama de coeficientul ξ, care în acest caz este supraunitar ($\xi > 1$).

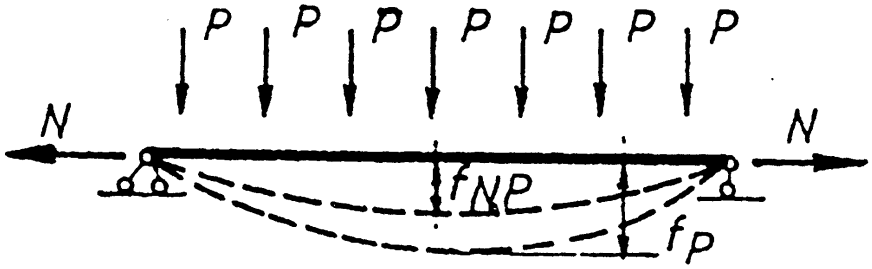


Fig.3.27. Schema unei bare întinse excentric.

Calculul elementelor întinse şi încovoiate se face cu relaţia:

$$\sigma = \frac{N_t}{A_{net}} + \frac{M_0}{W_{net}} \cdot \frac{\sigma_{at}}{\sigma_{ai}} \cdot \frac{\left(R_t\right)}{\left(R_i\right)} \le \sigma_{at}\left(R_t\right). \tag{3.28}$$

3.5. PRINCIPALELE TIPURI DE ÎMBINĂRI FOLOSITE ÎN CONSTRUCŢIILE DE LEMN

Sortimentele de material lemnos care se livrează în mod obşnuit fiind limitate ca secţiune şi lungime, nu satisfac întotdeauna cerinţele ivite în construcţii. De aceea, în practică se simte deseori nevoia realizării prin îmbinare a unor elemente de construcţii ale căror formă şi dimensiune diferă de cele ale sortimentelor livrate. Totodată, la executarea construcţiilor de lemn se întâlnesc şi situaţii în care apare necesitatea realizării unor îmbinări între două sau mai multe piese ce se intersectează între ele, formând aşa-numitele noduri.

3.5.1. CLASIFICAREA ÎMBINĂRILOR

Îmbinările elementelor construcţiilor de lemn folosite în decursul timpurilor

După rolul îndeplinit, îmbinările se pot clasifica în: îmbinări de prelungire solicitate la compresiune sau întindere (fig. 3.28, *a*); îmbinări de solidarizare (fig. 3.28, *b*); îmbinări în noduri (fig. 3.28, *c*).

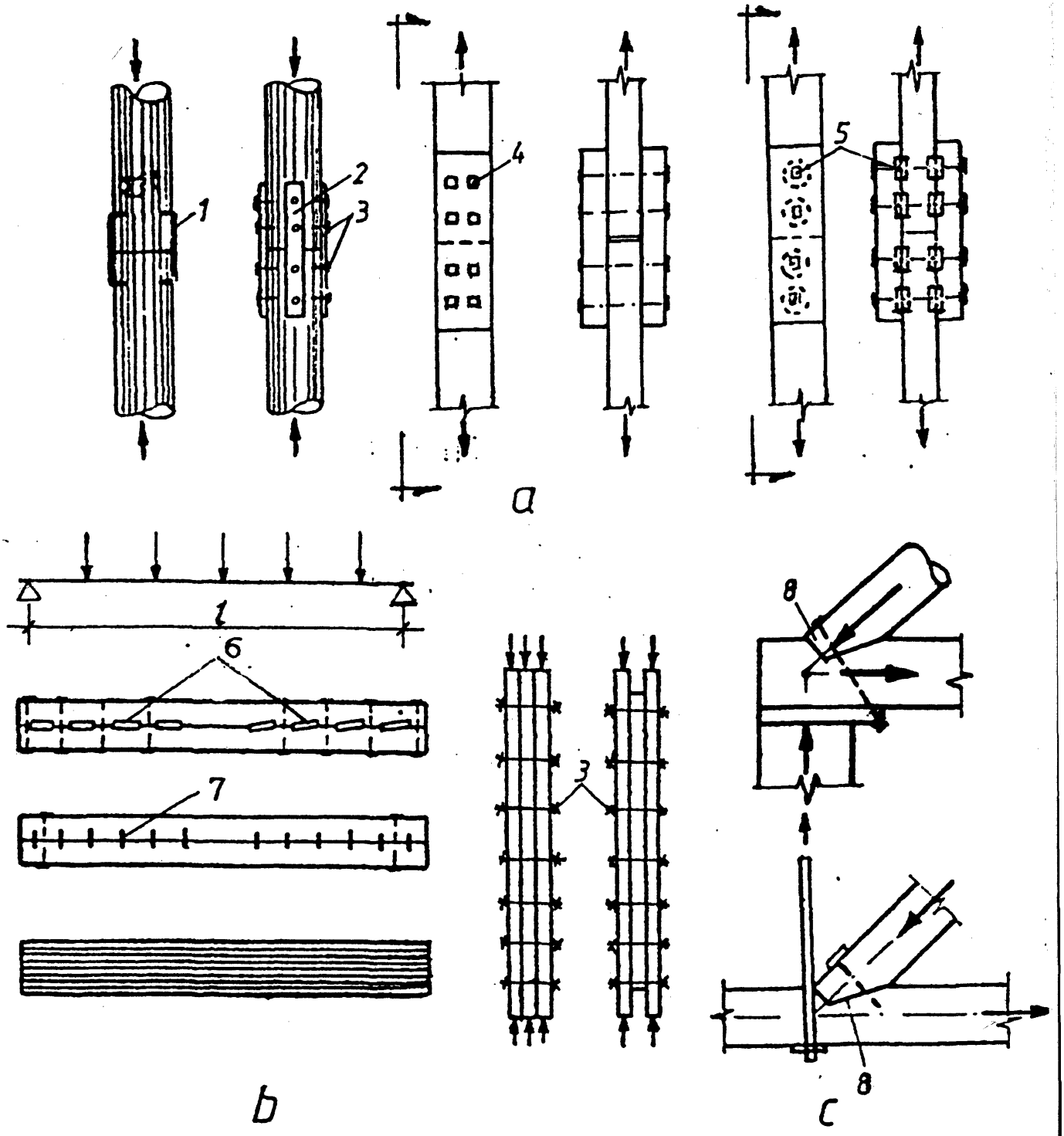


Fig. 3.28. Moduri de îmbinare a elementelor din lemn:
a – de prelungire; *b* – de solidarizare; *c* – în noduri; *1* – scoabe; *2* – eclise; *3* – cuie; *4* – buloane; *5* – pene inelare sau cu gheare; *6* – pene din lemn; *7* – tije lamelare; *8* – chertare.

După tipul îmbinării şi natura solicitărilor, îmbinările folosite în construcţiile de lemn se pot clasifica în: îmbinări cu chertare, solicitate la strivire şi forfecare

principal la încovoiere, iar elementele îmbinate, la strivire (toate tipurile de tije cilindrice sau plăcuţe de oţel, lemn sau masă plastică: cuie, buloane, dornuri, şuruburi şi plăcuţe); îmbinări încleiate, care lucrează, în principal, la forfecare (toate tipurile de îmbinări încleiate şi şaibele din metal încleiate); îmbinări cu piese metalice supuse la întindere (juguri, tiranţi) şi legăturile de siguranţă: buloane, scoabe, cuie etc., care se prevăd în vederea asigurării stabilităţii relative a elementelor sau pentru preîntâmpinarea unei distrugeri neaşteptate.

După modul de execuţie, există îmbinări executate în fabrică sau ateliere specializate, pe baza unei tehnologii moderne (de exemplu îmbinări încleiate); îmbinări executate pe şantier, cum sunt îmbinările cu chertări în cuie sau bluoane etc.

3.5.2. CONSIDERAŢII GENERALE PRIVIND COMPORTAREA, ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL ÎMBINĂRILOR

Dintre elementele construcţiilor de lemn, cele mai dificile sunt îmbinările elementelor de construcţie supuse la întindere. Din cauza slăbirilor locale şi a eventualelor defecte din zona îmbinării (noduri, crăpături etc.), realizarea lor necesită o atenţie deosebită.

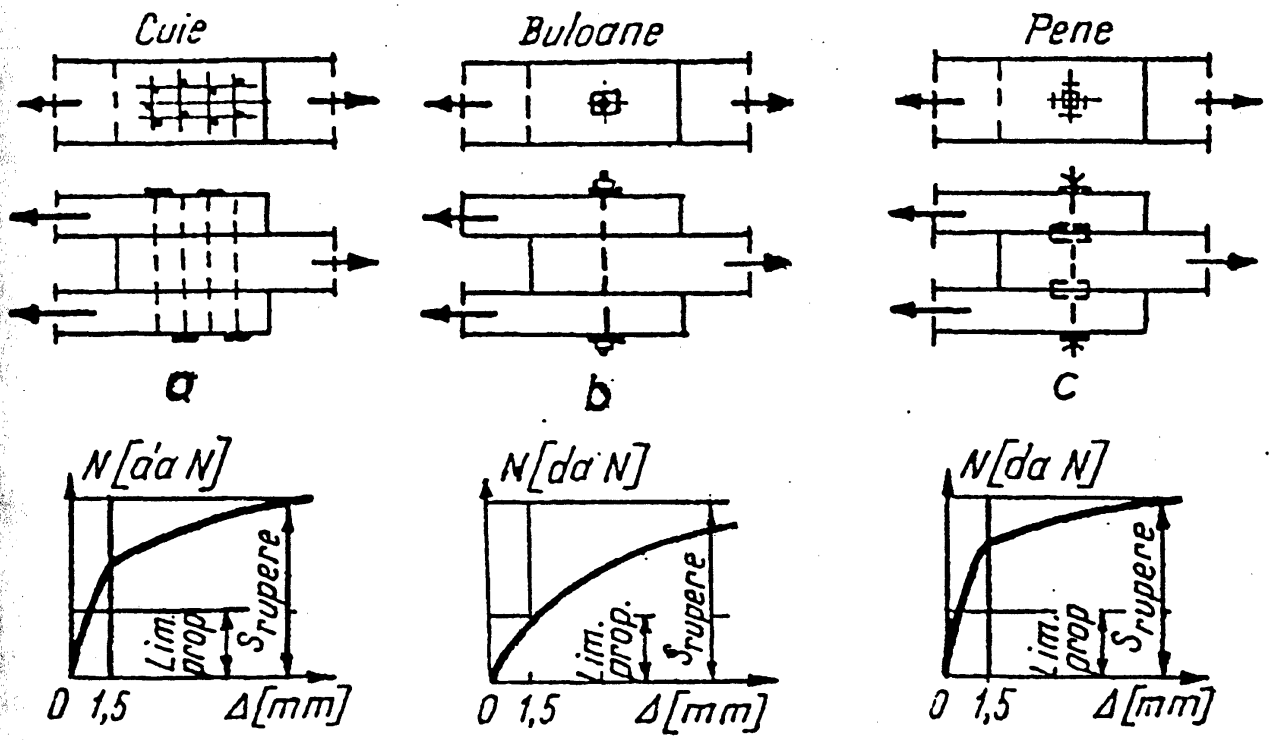


Fig. 3.29. Diagramele de lucru ale diferitelor tipuri de îmbinări.

În general, îmbinările folosite în construcţiile de lemn, cu excepţia celor încleiate, se caracterizează prin aceea că în timp cedează sub acţiunea solicitărilor, ducând la apariţia unor deformaţii suplimentare destul de mari (fig. 3.29). În cazul acestor îmbinări, în afara deformaţiilor elastice, apar şi deformaţii remanente. O

lor totală depinde de mărimea încărcării şi de tipul îmbinării. Comportarea unei îmbinări depinde în mare măsură de stadiul de dezvoltare a deformaţiilor de natură diferite [strivirea locală a lemnului, deformarea elementelor de legătură (îmbinare)].

În exploatarea construcţiilor de lemn, o importanţă practică deosebită prezintă modul de comportare şi caracterul distrugerii îmbinării la încărcări repetate (fig. 3.30).

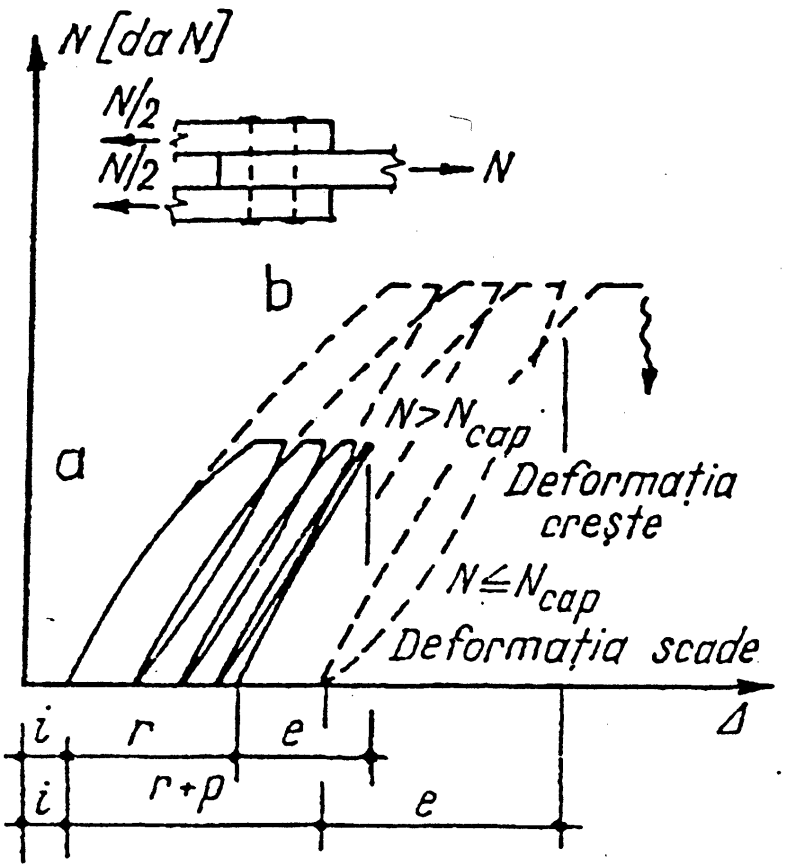
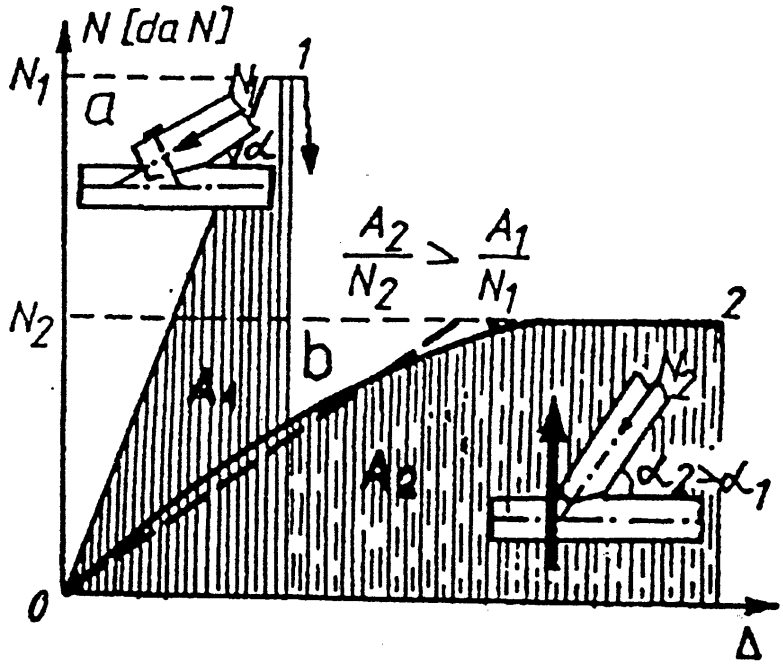


Fig. 3.30. Deformaţiile unei îmbinări cu tije cilindrice supuse la mai multe cicluri de încărcare-descărcare: *i*-iniţială; *r*-remanentă; *e*-elastică; *p*-plastică.



Dacă cedarea se produce în mod treptat, datorită unei creşteri pronunţate a deformaţiilor plastice, îmbinarea poate fi considerată cu legături flexibile (elastice).

Dacă însă cedarea se produce brusc, fără deformaţii plastice, aceasta se consideră cu legături rigide.

Cedarea bruscă este specifică îmbinărilor solicitate în principal la forfecare sau în urma despicării sau ruperii lemnului în secţiuni cu slăbiri, pe când cedarea lentă este specifică îmbinărilor la care legăturile sunt solicitate la încovoiere, iar piesele de lemn la strivire.

În fig. 3.30 se arată modul de lucru al unei îmbinări cu legături elastice (cuie sau buloane).

Dacă o îmbinare se supune la un număr relativ mare de cicluri de încărcare-descărcare, se constată că pentru un efort $N \leq N_{cap}$, deformaţiile remanente scad treptat, iar îmbinarea, după un număr redus de cicluri, se comportă elastic (fig. 3.30, *a*).

Dacă aceeaşi îmbinare se supune la un efort $N > N_{cap}$, deformaţiile cresc cu numărul ciclurilor de încărcare-descărcare, remarcându-se o dezvoltare din ce în ce mai pronunţată a deformaţiilor plastice, care conduc în final la cedarea îmbinării (fig. 3.30, *b*).

În cazul îmbinărilor cu chertări (fig. 3.31), se constată că pentru unghiuri mici (fig. 3.31, *a*) cedarea se produce brusc, din cauza forfecării pragului, iar pentru unghiuri mari

Cedarea bruscă a unei îmbinări constituie un mare neajuns, deoarece aceasta poate duce la suprasolicitarea altor îmbinări sau elemente de construcţie, periclitând în acest mod capacitatea portantă sau stabilitatea construcţiei în ansamblu.

Astfel, ca urmare a unei execuţii neîngrijite, la îmbinările cu pene prismatice (fig. 3.32, *a*) se poate produce o suprasolicitare a unora dintre pene sau praguri, mergând la distrugerea lor succesivă şi, prin urmare, la cedarea îmbinării în ansamblu pentru un efort $T < T_{calc}$

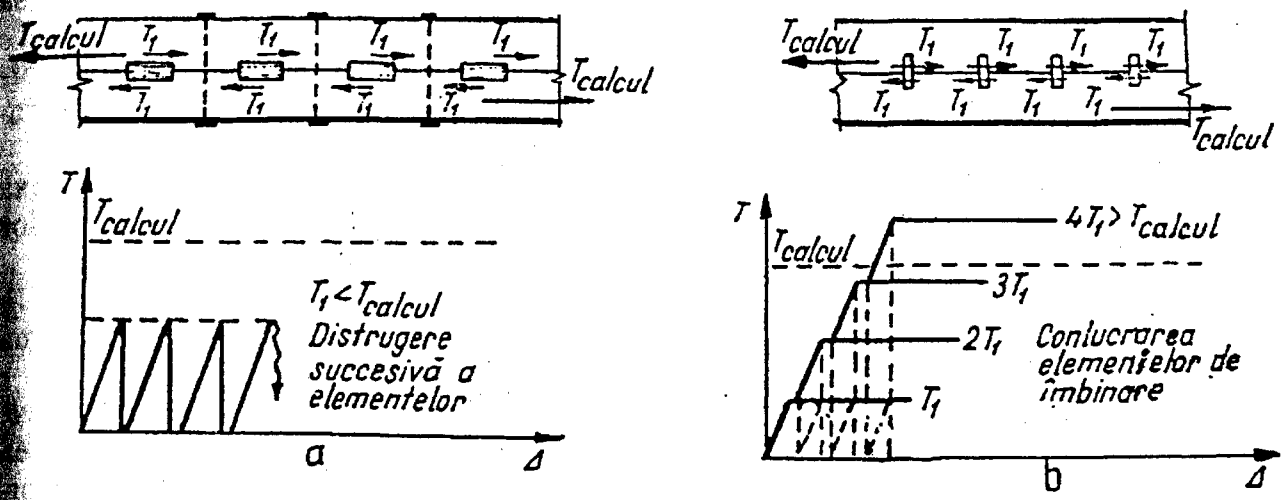


Fig. 3.32. Modul de comportare a îmbinărilor cu pene:
a-rigide; *b*-elastice.

Altfel stau lucrurile, de exemplu, în cazul îmbinărilor cu legături elastice (plăcuţe elastice fig. 3.32, *b*); acest neajuns este înlăturat, asigurându-se astfel comportarea bună a îmbinării, chiar şi pentru un efort $T > T_{calc}$

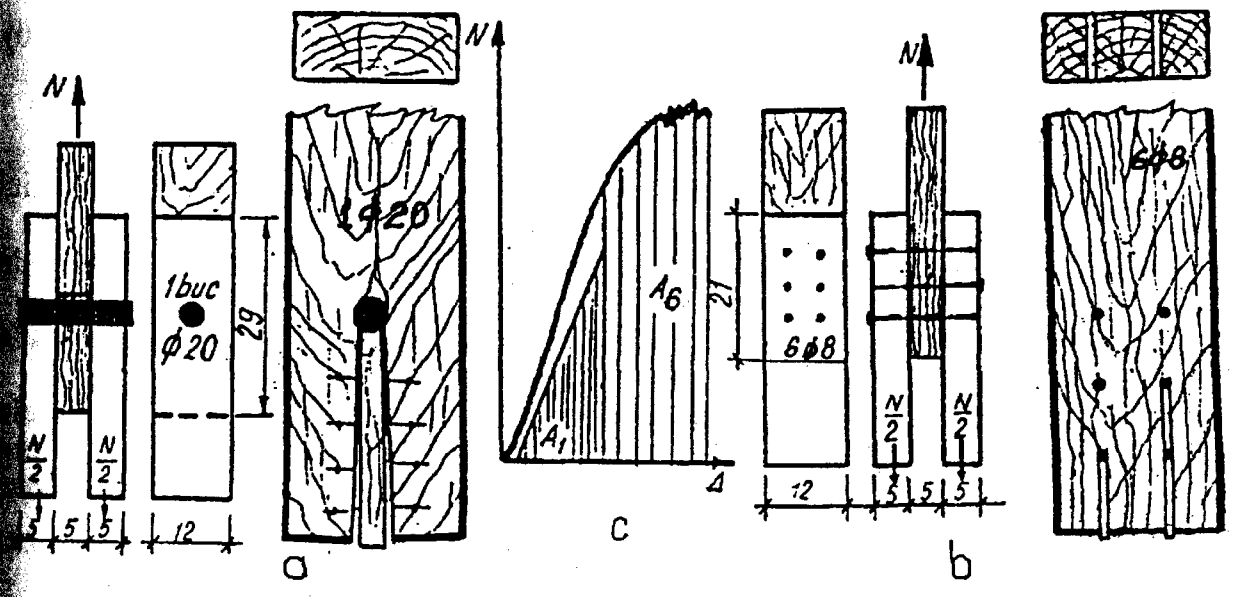


Fig. 3.33. Modul de lucru al unei îmbinări cu tije solicitate la întindere:
a-cu o singură tijă Ø 24mm (rigidă); *b*-cu 16 tije Ø 6 mm (elastice); *c*-diagrame de lucru.

În fig. 3.33 se prezintă comportarea unei îmbinări cu tije cilindrice, executată cu o singură legătură – rigidă (fig. 3.33, *a*) şi cu mai multe legături-elastice (fig. 3.33, *b*), având însă aceeaşi secţiune de calcul ($A_1 \approx A_{16}$).

Din analiza comportării diferitelor tipuri de îmbinări rezultă că cele mai potrivite din punct de vedere al modului de lucru sunt îmbinările la care distrugerea succesivă a legăturilor este înlăturată (fig. 3.32, *b*). Totodată, pentru a ţine seama şi de prezenţa eventualelor defecte (noduri, crăpături) din zona îmbinării, a căror influenţă negativă este cu atât mai mare cu cât numărul legăturilor este mai redus, se recomandă ca realizarea îmbinărilor să se facă folosind principiul „fracţionării" (fig. 3.33, *b*).

Din aceleaşi motive, legăturile dintr-o îmbinare trebuie să fie de acelaşi tip şi să aibă aceleaşi caracteristici.

Folosirea legăturilor cu rigidităţi diferite nu este indicată, întrucât uniformizarea eforturilor între legături în acest caz nu este posibilă, cele mai rigide suprasolicitându-se în defavoarea celor mai puţin rigide.

Aşezarea legăturilor într-o îmbinare trebuie să fie simetrică în raport cu axa elementului, evitând prin aceasta suprasolicitarea îmbinării prin apariţia momentelor încovoietaoare, determinate de transmiterea excentrică a eforturilor.

În alegerea tipului de îmbinare, prioritatea trebuie acordată acelor tipuri care se pretează unei execuţii mecanizate, sunt uşor de montat şi permit efectuarea controlului tehnic înainte şi după executarea construcţiei.

Calculul îmbinărilor se face pentru capacitatea portantă a barei respective. Efortul efectiv din îmbinare sau în legături nu trebuie să depăşească capacitatea portantă. În calcul se admite că repartizarea eforturilor în îmbinare se face proporţional cu numărul şi capacitatea portantă a legăturilor folosite.

Capacitatea portantă a îmbinării la strivire sau la forfecare se determină cu relaţiile:

$$T_s = A_s \sigma_{as\alpha}\left(R_{sa}\right); \tag{3.29}$$

$$T_f = A_f \tau\left(R_f^m\right), \tag{3.30}$$

în care: A_s este suprafaţa de calcul la strivire, în cm^2;

A_f – suprafaţa de calcul la forfecare, în cm^2;

$\sigma_{as\alpha}\,(R_{sa})$ – rezistenţa admisibilă (de calcul) a lemnului la strivire sub unghiul α în raport cu direcţia fibrelor, în daN/cm^2;

$\tau_s(R_f^m)$ – rezistenţa admisibilă (medie de calcul) a lemnului la forfecare, în daN/cm^2.

Deformaţiile îmbinărilor, în cazul folosirii totale a capacităţii portante, se iau în conformitate cu tabelul 3.13.

Acţiunea favorabilă a forţei de frecare se ia în consideraţie numai la sistemele la care echilibrul este asigurat prin frecare, în condiţiile unei comprimări permanente a elementelor îmbinării şi în cazurile în care sarcinile nu au un caracter dinamic.

Tabelul 3.13

Valorile deformaţiilor de calcul

Tipul îmbinării	Deformaţia, mm
Îmbinări cu praguri sau înnădiri cap la cap	1,5
Îmbinări cu tije de toate tipurile	2
Îmbinări cu pene de toate tipurile	3

Valorile coeficientului de frecare în acest caz se iau:
– în cazul frecării pe suprafeţele frontale, $f = 0{,}3$;
– în cazul frecării pe feţele laterale, $f = 0{,}2$;
– în cazul în care forţele de frecare duc la înrăutăţirea condiţiilor de lucru (provocând eforturi suplimentare în elementele construcţiilor sau mărimea unghiului între direcţia forţei şi direcţia fibrelor etc.), luarea lor în consideraţie este obligatorie. Valoarea coeficientului de frecare în acest caz se ia $f = 0{,}6$.

3.5.3. ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL ÎMBINĂRILOR CU CHERTARE

Îmbinarea prin chertare reprezintă unul dintre cele mai vechi tipuri de îmbinări ale elementelor construcţiilor din lemn, care îşi păstrează valabilitatea şi în zilele noastre.

Îmbinările prin chertare asigură transmiterea efortului de la o piesă la alta, direct prin suprafaţa de contact, amenajată corespunzător. Legăturile folosite (şuruburi, scoabe etc.) joacă mai mult rol de siguranţă, urmărind împiedicarea deplasărilor relative între piesele îmbinate sub acţiunea unor încărcări neprevăzute, care pot interveni fie în timpul montajului, fie în timpul exploatării şi menţinerii contactului între suprafeţele care transmit efortul.

Îmbinările prin chertare se caracterizează, în general, prin deformaţii mari, mai ales în prima fază a încărcării, până la realizarea unui contact perfect între suprafeţele care transmit efortul, încadrându-se în categoria îmbinărilor prin păsuire. În faza a doua a încărcării, după realizarea contactului între suprafeţele care transmit efortul, deformaţiile au în general valori reduse, ceea ce conduce la concluzia că îmbinările prin chertare, din acest punct de vedere, pot fi considerate rigide.

Îmbinările prin chertare, cu toată varietatea lor mare, se pot clasifica în următoarele două tipuri principale: îmbinări prin chertare frontală şi îmbinări prin chertare laterală.

Îmbinări cu chertare frontală. Modul de lucru sau capacitatea portantă a unei îmbinări prin chertarea frontală depinde în mare măsură de forma tăieturii pragului (fig. 3.34).

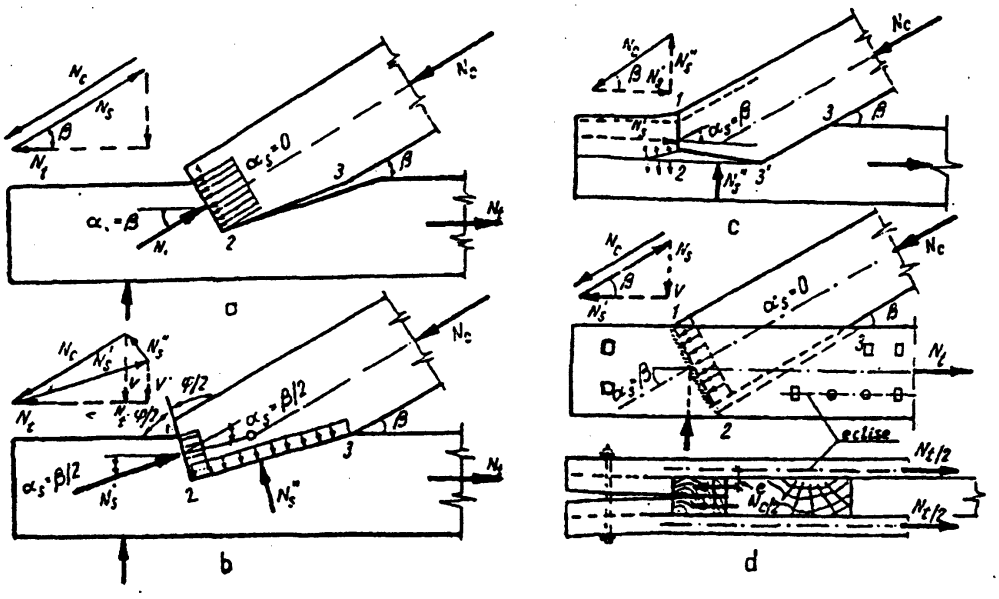


Fig. 3.34. Tipuri de îmbinări prin chertare frontală cu prag simplu:

După felul de tăiere a pragului, îmbinările prin chertare frontală, care s-au dezvoltat în decursul timpurilor, pot fi grupate în următoarele 4 tipuri principale: ortogonală (fig. 3.34, *a*); chertare după bisectoare (fig. 3.34, *b*); chertarea normală la suprafaţa de forfecare (fig. 3.34, *c*); chertarea laterală (fig. 3.34, *d*).

În cazul chertării ortogonale, pragul fiind tăiat perpendicular pe direcţia forţei de compresiune N_c, forţa de strivire N_s este identică cu cea de compresiune ($N_c = N_s$). În acest caz, componenta verticală ($V = N_c \sin \alpha$) exercită o apăsare asupra pragului în zona eforturilor maxime de forfecare τ, influenţând favorabil comportarea pragului de forfecare, determinată de componenta orizontală ($N_t = N_c \cos \alpha = N_f$).

În cazul îmbinării cu tăietura pragului după bisectoare, forţa de compresiune N_c se descompune în componentele N'_c şi N''_c, respectiv N'_s şi N''_s corespunzătoare celor două suprafeţe de strivire *(1–2)* şi *(2–3)*. Strivirea pragului se produce numai sub acţiunea componentei N_s, care face unghiuri egale cu fibrele celor două elemente ($\alpha_s = \beta/2$), adică cele două elemente (talpa superioară şi inferioară) lucrează cu rezistenţe egale la strivire. Descompunând pe N'_s într-o componentă orizontală N'_t şi una verticală V', se observă că în acest caz $N'_t > N_t$, iar $V' < V$. Rezultă că o îmbinare cu tăietura pragului după bisectoare este solicitată întotdeauna mai defavorabil la forfecare decât o îmbinare cu chertare ortogonală, datorită forţei de forfecare N'_f mai mari şi a forţei de apăsare V' mai mici.

Chertarea pragului după normala la suprafaţa de forfecare prezintă un mare dezavantaj, deoarece în acest caz lipseşte acţiunea defavorabilă a forţei de apăsare, componenta verticală V descărcându-se nu pe prag, ci pe suprafaţa *2–3*. De asemenea, la o micşorare a unghiului β, în urma deformării generale a sistemului, piesa comprimată lucrează ca o pârghie asupra pragului, ducând la apariţia unor eforturi de întindere normal pe fibre (de smulgere) la baza pragului, uşurând în felul acesta forfecarea lui.

Îmbinarea prin chertare laterală se caracterizează prin componenta verticală V, care, spre deosebire de celelalte cazuri, solicită pragul la forfecare sub un unghi $\alpha_f = \beta = \alpha_s$ şi prin apariţia momentelor încovoietoare suplimentare $M = (N_c/2)e$, din cauza aplicării excentrice a forţelor $N_c/2$.

Din cele arătate mai sus, rezultă că dintre tipurile de îmbinări prin chertare descrise, cea mai indicată, din toate punctele de vedere, este îmbinarea cu chertarea ortogonală (v. fig. 3.34, *a*).

Îmbinările folosite în mod curent cu chertare frontală ortogonală pot fi: cu prag simplu sau cu prag dublu.

Îmbinările cu prag simplu, cu chertare frontală ortogonală, se utilizează în mod frecvent la îmbinările din noduri ale fermelor dulghereşti (fig. 3.35).

În vederea asigurării unei bune comportări, în timp, îmbinările cu prag simplu trebuie să satisfacă anumite condiţii de ordin constructiv. Adâncimea chertării h_c nu trebuie să depăşească 1/3 din dimensiunea secţiunii elementului pe direcţia chertării, pentru nodurile de reazem şi 1/4 pentru nodurile intermediare. În acelaşi timp, se

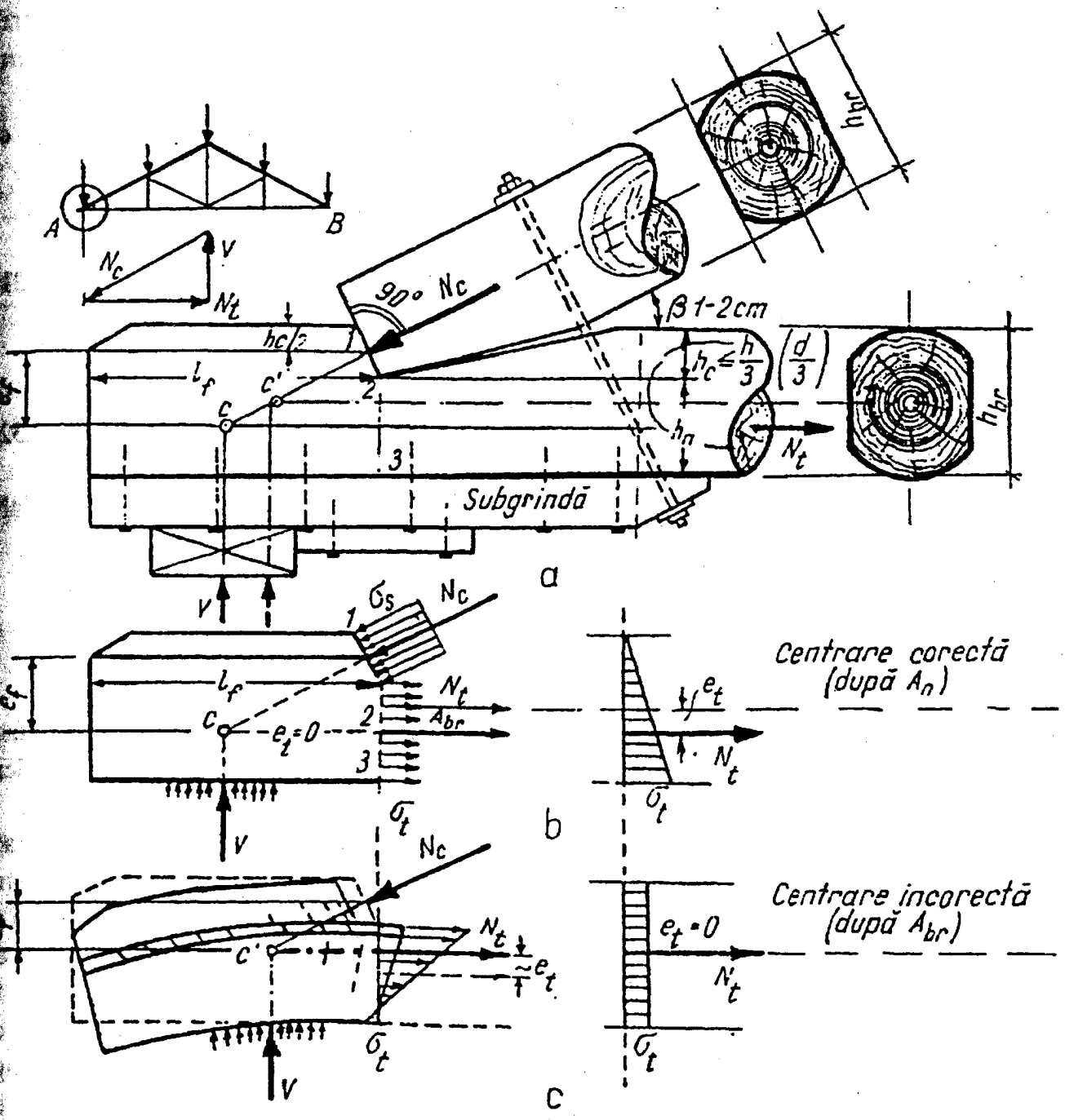


Fig. 3.35. Îmbinare ortogonală cu prag simplu. Construcţia şi centrarea nodului de la reazem.

şi 3 cm pentru cele din lemn rotund. Lungimea planului de forfecare l_f, în cazul îmbinărilor prin chertare frontală, trebuie să fie: $l_f \ge 10h_c$ sau $l_f = 2h(d)$, însă minimum 20 cm (v. fig. 3.35, *a*).

La proiectarea şi executarea îmbinărilor cu prag simplu, în special la reazem, o atenţie mare trebuie acordată centrării nodului, care este indicat să se facă după secţiunea slăbită şi nu după secţiunea brută (v. fig. 3.35, *b*).

Asigurarea unei distribuţii uniforme a efortului unitar N_t în secţiunea netă A_n depinde în foarte mare măsură de poziţia reazemului. Cea mai mică deplasare a reacţiunii (v. fig. 3.35, *c*) poate duce la eforturi unitare suplimentare destul de

importante, provenite din $M_{ex} = N_t e_t$ şi, de aceea, trebuie luate măsuri pentru fixarea poziţiei proiectate a reacţiunii, chiar de la începutul montajului fermei cu ajutorul dispozitivelor speciale.

Verificarea eforturilor unitare într-o îmbinare cu prag simplu se face cu relaţiile:

– la strivire:

$$\sigma_{sa} = N_s / A_s \leq \sigma_{as\alpha}\left(R_{sa}\right); \tag{3.31}$$

– la forfecare:

$$\tau = N_t / A_f = F_f / A_f \leq \tau_a\left(R_f^m\right), \tag{3.32}$$

în care: N_s, F_f reprezintă efortul normat sau de calcul la strivire şi forfecare, în daN;

A_s, A_f – aria de calcul la strivire şi forfecare, în cm^2;

$\sigma_{as\alpha}(R_{sa})$ – rezistenţa admisibilă (de calcul) a lemnului la strivire după unghiul α, în daN/cm^2;

$\tau_a(R_f^m)$ – rezistenţa admisibilă (de calcul) a lemnului la forfecare, în daN/cm^2.

Verificarea tălpii inferioare în secţiunea cea mai slăbită (în dreptul chertării) se face la întindere centrică, în cazul centrării după secţiunea netă (v. fig. 3.35, *b*) şi la întindere excentrică, în cazul în care centrarea se face după secţiunea brută (v. fig. 3.35, *c*).

Elementele construcţiilor de lemn, îmbinate cu prag simplu, trebuie asigurate cu legături de siguranţă (şuruburi-buloane, scoabe etc.) în vederea preîntâmpinării unui eventual pericol de cedare a pragurilor. Efortul axial de legătură de siguranţă se determină cu formula $N = N_c\ (60° - \beta)$, în care β este unghiul dintre piesele de îmbinat (v. fig. 3.35).

Îmbinările frontale simple se recomandă să se folosească în cazul fermelor cu deschideri relativ mari (12–18 m), în locul îmbinărilor cu prag simplu, care pe lângă faptul că nu necesită chertarea (slăbirea) elementului întins, se bazează pe folosirea principiului fracţionării (fig. 3.36).

În acest caz, talpa superioară comprimată reazemă cu toată suprafaţa pe un sabot (cupon) din lemn, care transmite componenta verticală direct la reazem (prin intermediul subgrinzii), iar componenta orizontală, tălpii inferioare, prin intermediul unor juguri metalice şi al unor eclise de lemn, fixate la rândul lor cu ajutorul unui număr relativ mare de dornuri şi şuruburi (buloane) rezultate din calcul.

Avantajul principal al acestui sistem de îmbinare constă în aceea că asigură o capacitate portantă ridicată şi un grad înalt de siguranţă în exploatare.

Calculul unei îmbinări frontale simple se reduce la un calcul de verificare a elementelor îmbinării, ţinând seama de solicitările respective.

Verificarea eforturilor unitare normale de strivire în planul de rezemare a

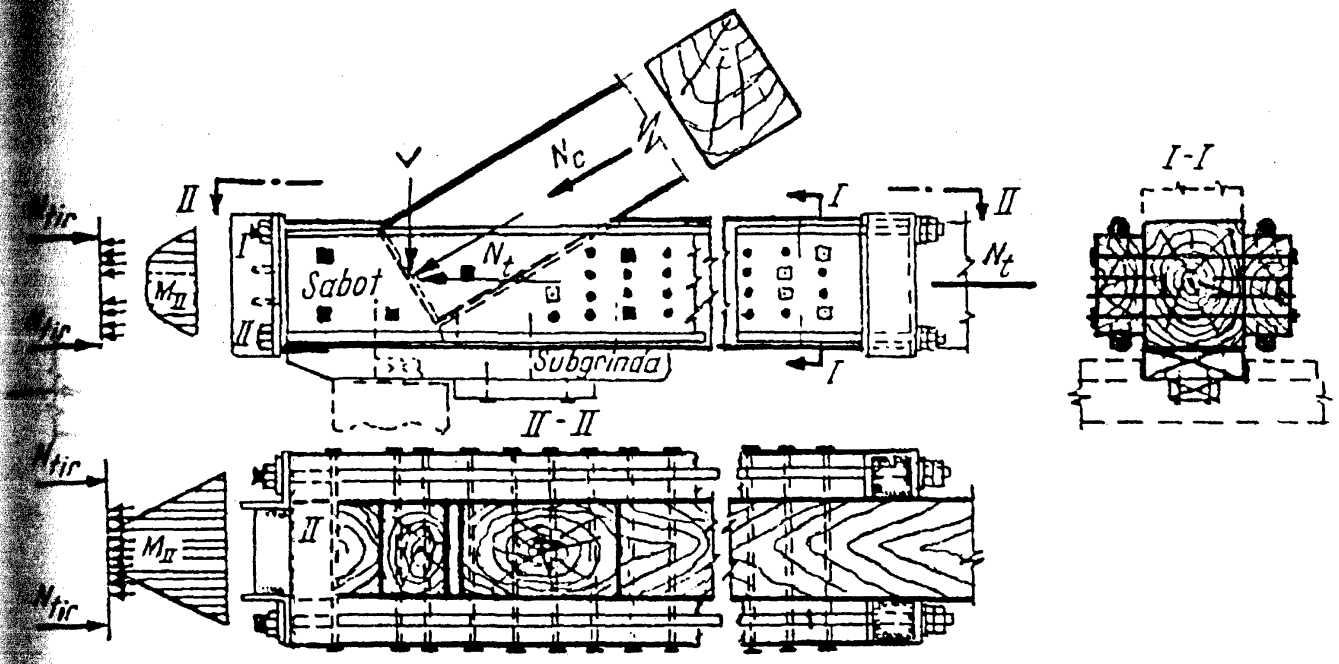


Fig. 3.36. Îmbinare frontală simplă. Construcția nodului de la reazem.

Tiranții de oțel se verifică la întindere în secțiunea slăbită (filetată) cu relația:

$$\sigma = N_t / 4A_n \leq 0{,}8\,\sigma_a\left(R_t\right), \tag{3.35}$$

în care: $\sigma_a(R_t)$ este rezistența admisibilă de calcul pentru tiranți de oțel;

0,8 – un coeficient care ține seama de posibilitatea supraîncărcării unuia dintre tiranți.

Determinarea numărului de legături (tijei cilindrice-șuruburi, dornuri) se face cu relația:

$$n = N_t / 2T_t\,, \tag{3.36}$$

în care: T_t este efortul admisibil (de calcul) al tijei cilindrice.

Verificarea cornierelor verticale și orizontale la încovoiere se face cu relația:

$$\sigma = M / W \leq \sigma_{ai}\left(R_i\right)\,, \tag{3.37}$$

în care M este momentul încovoietor;

W – modulul de rezistență al unui cornier;

$\sigma_{ai}(R_i)$ – rezistența admisibilă (de calcul) a oțelului la încovoiere.

Îmbinările frontale cu trei suprafețe de strivire sunt utilizate în cazul intersecției într-un nod a trei piese comprimate (cazul cadrelor de lemn – fig. 3.37, *a*), precum și în cazul intersecției a două piese comprimate sub un unghi mai mare de 40° (cazul tălpii superioare frânte a fermelor poligonale – fig. 3.37, *b*).

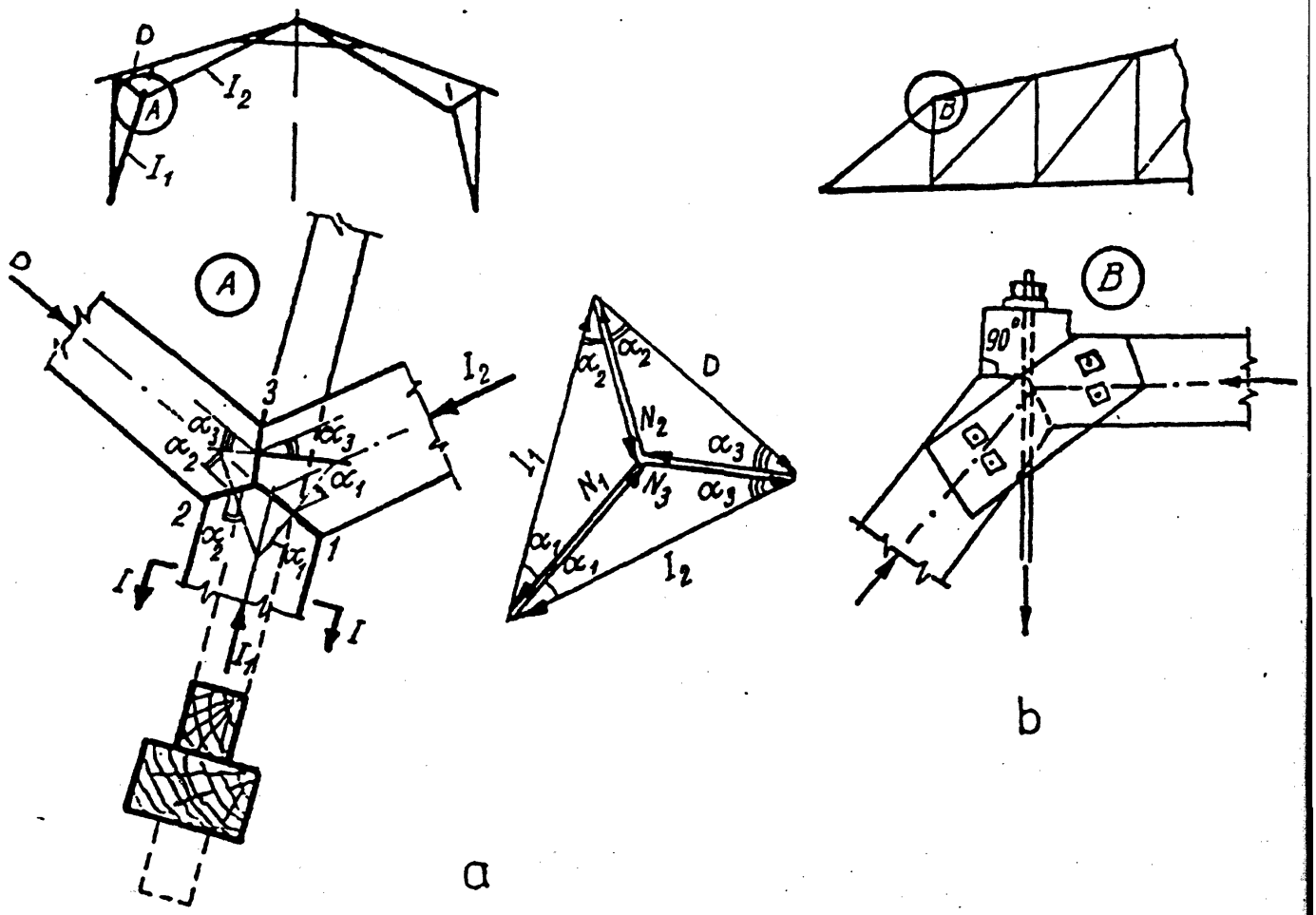


Fig. 3.37. Îmbinare frontală cu trei suprafeţe de rezemare:
a-cadru de lemn; *b*-fermă cu talpa superioară frântă.

La acest tip de îmbinare este raţional ca suprafeţele de contact să fie realizate după bisectoarea unghiului, obţinând în acest caz o îmbinare de egală rezistenţă la strivire.

Îmbinări cu chertare laterală. Îmbinările prin chertare laterală se folosesc la realizarea nodurilor la fermele triunghiulare executate din scânduri sau dulapi (fig. 3.38). Acest tip de îmbinare nu este indicat, din cauza unei execuţii complicate şi a unei comportări slabe la forfecare a pragurilor.

Calculul îmbinărilor prin chertarea laterală constă în verificarea eforturilor unitare normale de strivire şi tangenţiale, cu relaţiile:

$$\sigma_{sa} = N_c / n_s a h_s \le \sigma_{as}\left(R_s\right); \tag{3.38}$$

$$\tau = N_c \cos\alpha / n_f l_f h \le \tau_a\left(R_f^m\right), \tag{3.39}$$

în care: n_s, n_f reprezintă numărul suprafeţelor de strivire, respectiv de forfecare;
a – grosimea unei piese a tălpii superioare;

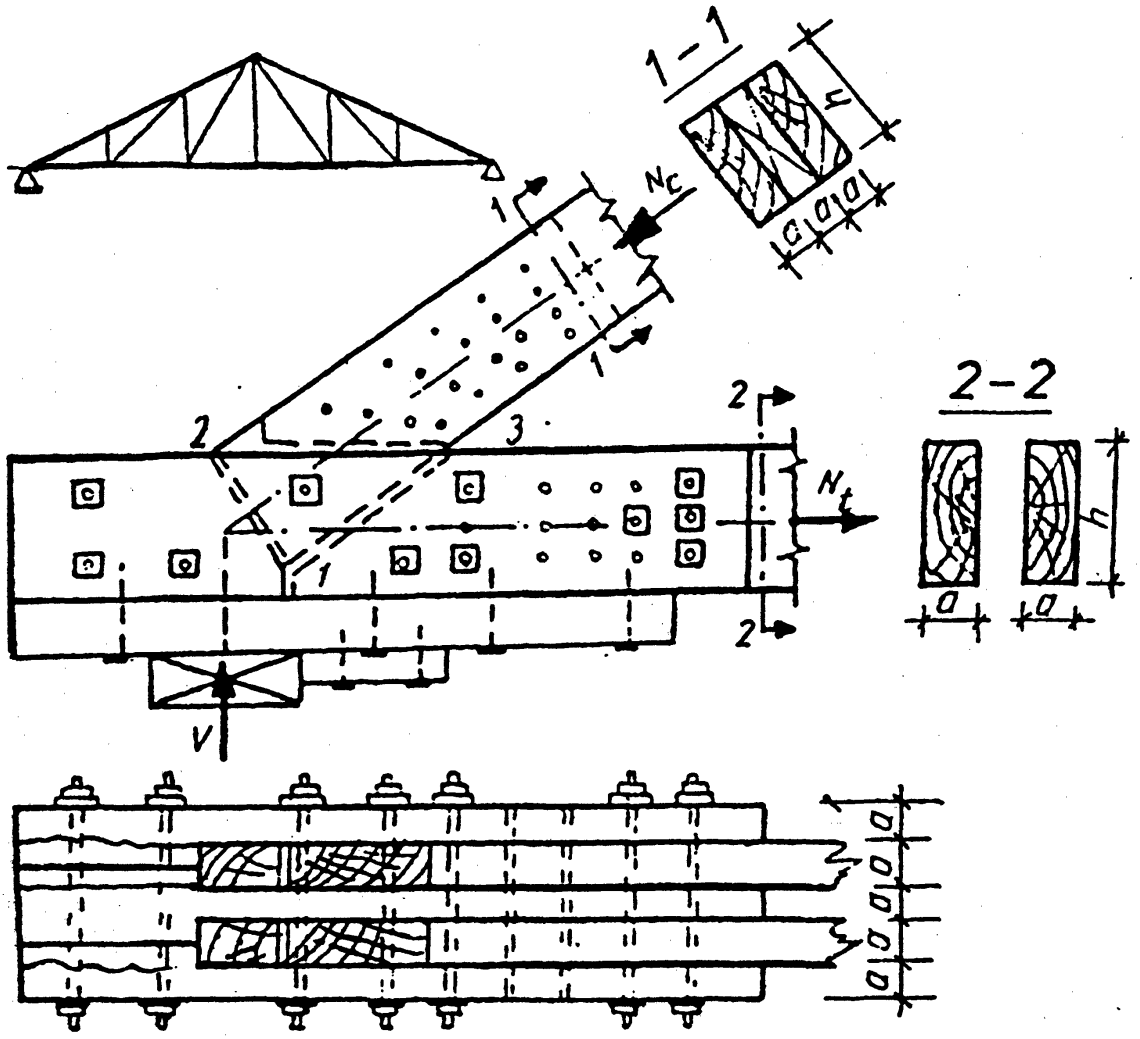


Fig. 3.38. Îmbinare prin chertare laterală pentru o fermă executată din dulapi.

3.5.4. ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL ÎMBINĂRILOR CU PENE

La construcţii de lemn, penele se folosesc de obicei la realizarea unor elemente secţiunea compusă şi cu piese de formă prismatică, circulară etc., montate în caşuri amenajate în prealabil, care împiedică deplasarea reciprocă a pieselor mponente, lucrând în general la strivire sau forfecare.

Clasificarea penelor folosite în construcţii de lemn poate fi făcută: după aterialul din care sunt executate (lemn, oţel, mase plastice); după forma lor rismatice, inelare netede, cu dinţi sau cu gheare etc.); după modul de realizare a binării (pene care se introduc în locaşurile pregătite în prealabil şi pene care se troduc prin presare).

Caracteristic pentru toate tipurile de îmbinări cu pene este faptul că dau pingeri transversale, pentru preluarea cărora sunt necesare şuruburi (buloane) de ângere.

Baza de calcul şi particularităţile de lucru ale unei îmbinări cu pene se pot bili dacă se analizează starea de echilibru a unei pene prismatice înclinate

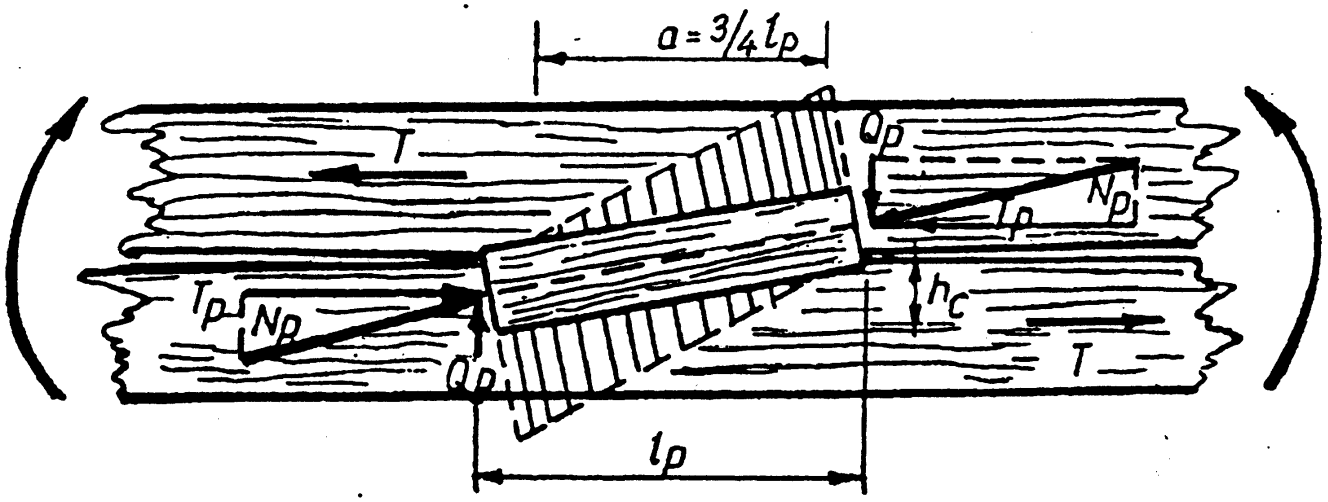


Fig. 3.39. **Modul de lucru al unei îmbinări pe pene prismatice înclinate.**

Pana, opunându-se lunecării care apare între cele două elemente componente ale unei grinzi cu secţiune compusă supusă la încovoiere, este acţionată la rândul său de două forţe egale şi de sens contrar N_p, aplicate în centrele de greutate ale suprafeţelor de strivire, ale căror componente orizontale T_p şi verticale Q_p dau două cupluri: $T_p e_p$, care tinde să rotească pana, şi $Q_p l_p$, care tinde s-o echilibreze $\left(e_p = 2\frac{h_c}{2} = h_c\right)$.

Valoarea componentei Q_p se stabileşte din condiţia de echilibru:

$$Q_p = T_p \frac{e_p}{l_p} = T_p \frac{h_c}{l_p}. \tag{3.40}$$

Cu cât lungimea penei este mai mică, respectiv cu cât pana este mai scurtă, cu atât tendinţa de răsturnare a ei este mai mare (Q_p creşte) şi invers. Pentru a evita apariţia unor striviri (deformaţii) inadmisibile, din cauza rotirii penei, precum şi a unei risipe de oţel pentru buloane de strângere, dimensiunile normale impun ca lungimea penei să fie de cel puţin $5h_c (l_p \geq 5h_c)$, adică $h_c/l_p = e_p/l_p \leq 1/5$, de unde rezultă $Q_p \leq 1/5\ T_p$.

Din varietatea mare de tipuri de pene utilizate în decursul timpurilor în construcţiile de lemn, în prezent se mai folosesc: pene prismatice din lemn, pene inelare netede şi, îndeosebi, pene cu dinţi sau gheare din oţel.

Îmbinări pe pene prismatice din lemn. După direcţia fibrelor penelor, în raport cu direcţia fibrelor pieselor îmbinate, penele prismatice din lemn pot fi: transversale (fig. 3.40, *a*); longitudinale drepte sau orizontale (fig. 3.40, *b*); longitudinale înclinate sau oblice (fig. 3.40, *c*).

Îmbinările cu pene prismatice se pot realiza fără sau cu interspaţii între elementele componente. În cazul îmbinării cu interspaţii (v. fig. 3.40, d), determinarea forţei de împingere Q_p se face la fel ca şi în cazul îmbinărilor fără interspaţii, cu

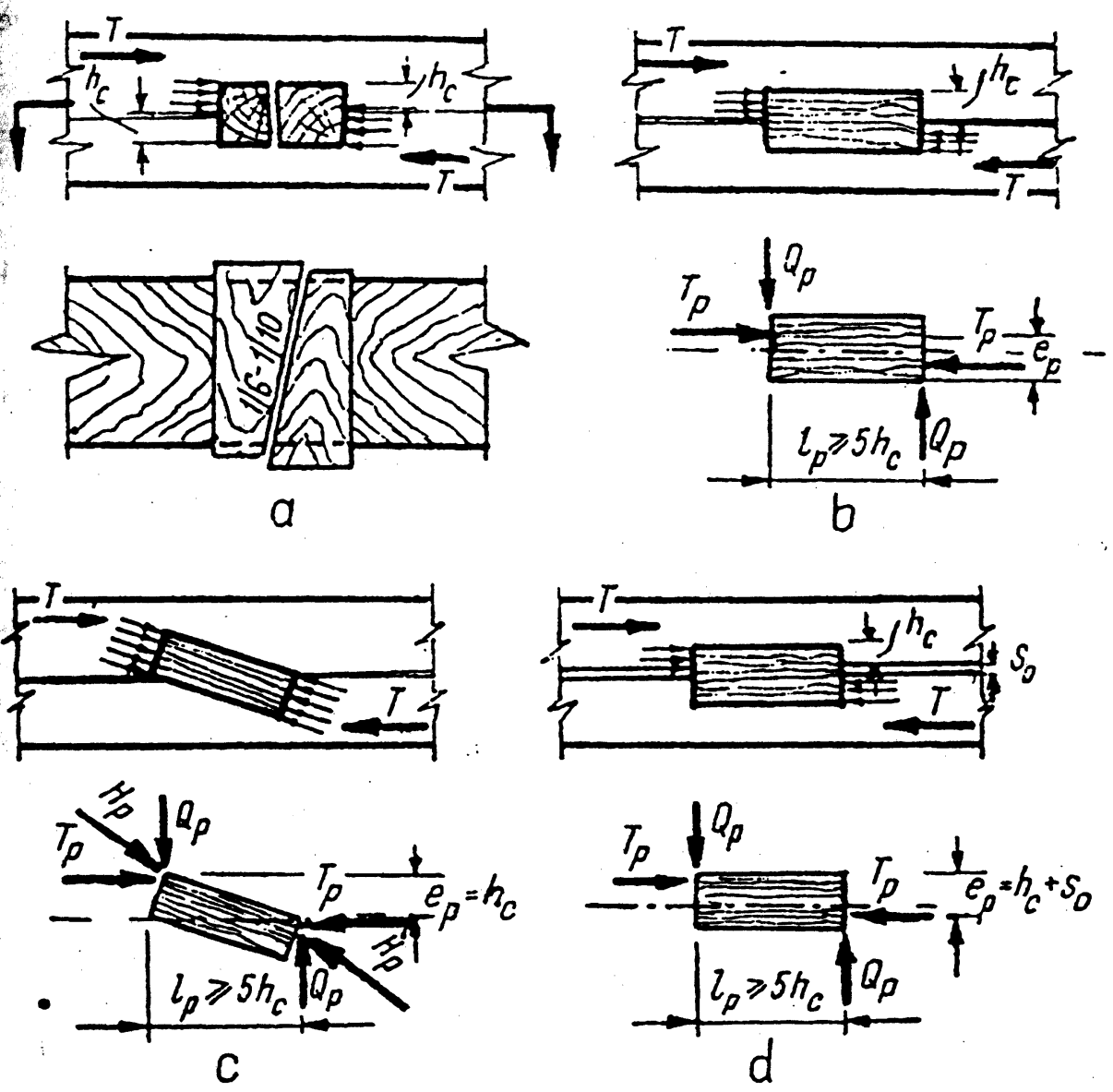


Fig. 3.40. Tipuri de pene prismatice din lemn:
a-transversale reglabile; *b*-longitudinale drepte; *c*-longitudinale înclinate; *d*-cu interspaţii (cu cloţuri).

În prezent, folosirea îmbinărilor cu pene prismatice din lemn în construcţiile de lemn nu se recomandă decât în cazuri excepţionale şi numai la construcţii cu caracter provizoriu.

În cazul folosirii îmbinărilor cu pene prismatice longitudinale, prioritatea trebuie acordată penelor oblice (înclinate), care se caracterizează, în general, printr-o comportare mai bună, datorită măririi suprafeţelor de forfecare şi a efortului de apăsare ce se realizează pe aceste suprafeţe (v. fig. 3.40, *c*).

Penele şi elementele prismatice care se solidarizează se calculează la strivire şi forfecare, analog cu îmbinările prin chertare frontală.

La verificarea strivirii transversale, se consideră că lungimea de repartiţie a eforturilor unitare normale de strivire *a* (fig. 3.39) este egală cu 3/4 din lungimea penei l_p, la grinzi fără interspaţii, şi cu 1/2 din l_p, la grinzi cu interspaţii.

Lungimea de calcul la forfecare a elementelor îmbinate cu pene înclinate se ia: $l_f = s + 0{,}5\ l_p$, unde s este distanţa dintre pene, iar l_p – proiecţia penei pe axa longitudinală a elementului.

Elementele îmbinate cu pene trebuie prevăzute cu buloane de strângere dispuse în intervalele dintre pene şi caculate la efortul de întindere, determinat de efectul cuplului de rotire a penei.

Valoarea efortului de întindere din bulon N_b, la îmbinările fără sau cu interspaţii s_o, se determină astfel:

$$Q_p = N_b = T_p \frac{h_c}{l_p}; \tag{3.41}$$

$$Q_p = N_b = T_p \frac{h_c + s_0}{l_p}, \tag{3.42}$$

unde: T_p este efortul admisibil (de calcul) al unei pene, determinat din condiţia de strivire şi forfecare.

Îmbinări cu pene inelare sau cu gheare din oţel. În scopul obţinerii unor capacităţi portante mari şi a unei comportări mai bune în exploatare, s-a trecut la folosirea penelor metalice în locul celor de lemn. De-a lungul timpurilor, penele metalice s-au dezvoltat de la penele din fontă în formă de disc (fig. 3.41, *a*), la penele inelare netede, la început sub forma unui inel închis (fig. 3.41, *b*), iar mai târziu sub forma unui inel cu tăietură (fig. 3.41, *c*).

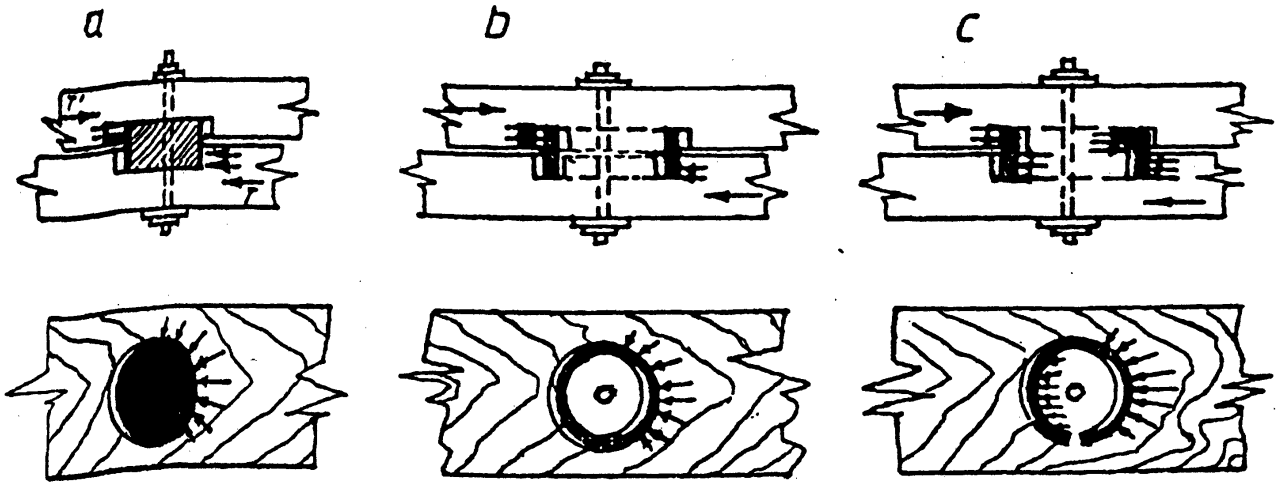


Fig. 3.41. Tipuri de pene din metal:
a-în formă de disc; *b*-în formă de inel închis; *c*-în formă de inel cu tăietură.

Penele inelare netede cu tăietură fiind mai elastice, se comportă mai bine decât celelalte două tipuri (rigide), având în acelaşi timp şi o capacitate portantă mare. În acest caz, strivirea şi forfecarea lemnului se fac atât pe partea interioară (miezul), cât şi pe partea exterioară a inelului (v. fig. 3.41, c), spre deosebire de penele în formă de disc sau penele inelare fără tăietură (rigide), unde strivirea sau forfecarea se produce numai pe una din părţi (miezul sau partea exterioară).

Penele inelare cu tăietură se realizează cu diametrul interior d_0 = 10–18 cm, prin îndoire la rece a unei benzi de oţel având grosimea S = 0,3–0,4 cm şi lăţimea b = 0,2 d

Realizarea îmbinărilor cu pene inelare trebuie făcută cu respectarea anumitor condiţii în ceea ce priveşte dispunerea penelor şi dimensiunile minime necesare pentru piesele de lemn folosite (fig. 3.43). Aşezarea penelor în locaşuri se face cu tăietura orientată perpendicular pe direcţia efortului (fig. 3.44).

Calculul îmbinărilor cu pene inelare cu tăietură se face pe baza ipotezelor simplificatoare, presupunând, în mod convenţional, că eforturile de strivire sunt repartizate uniform şi nu după o suprafaţă cilindrică, cum este în realitate, iar efortul de calcul sau capacitatea portantă la strivire şi forfecare se determină ţinând seama atât de suprafeţele de strivire şi forfecare a miezurilor, cât şi de cele exterioare dintre pene (v. fig. 3.43).

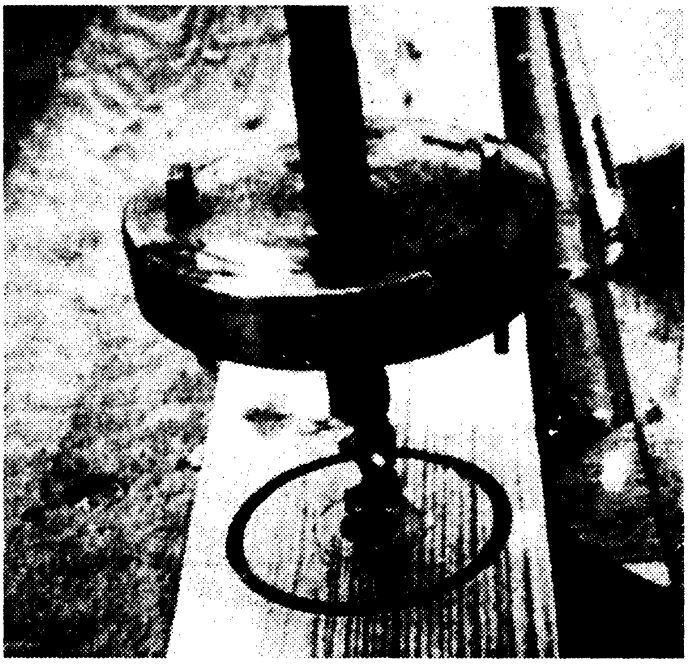


Fig. 3.42. Modul de realizare a locaşurilor pentru pene inelare.

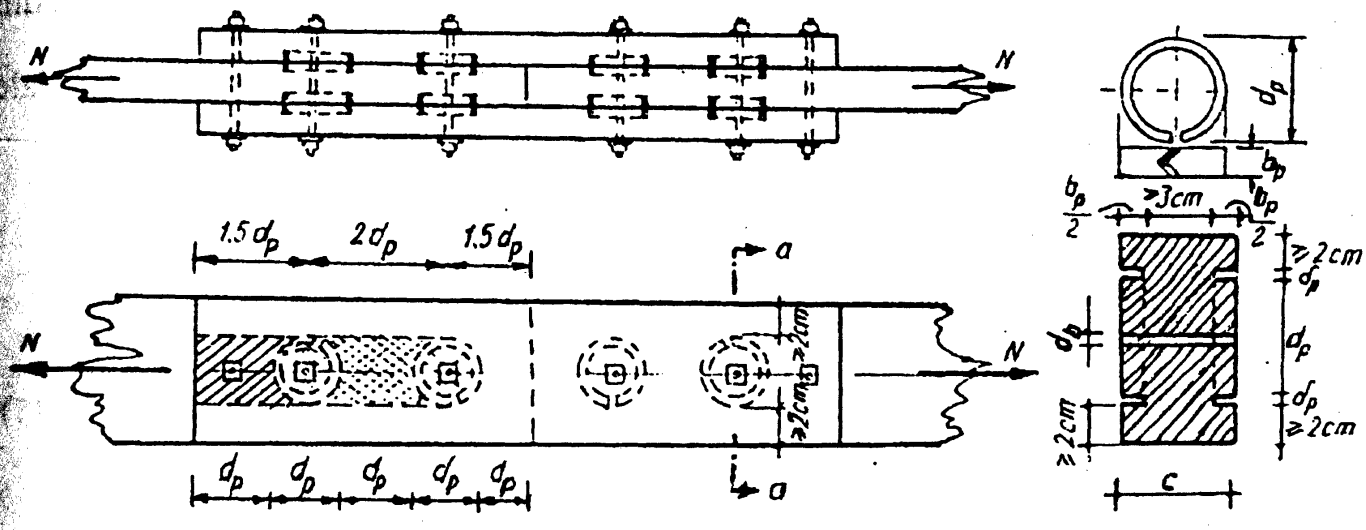
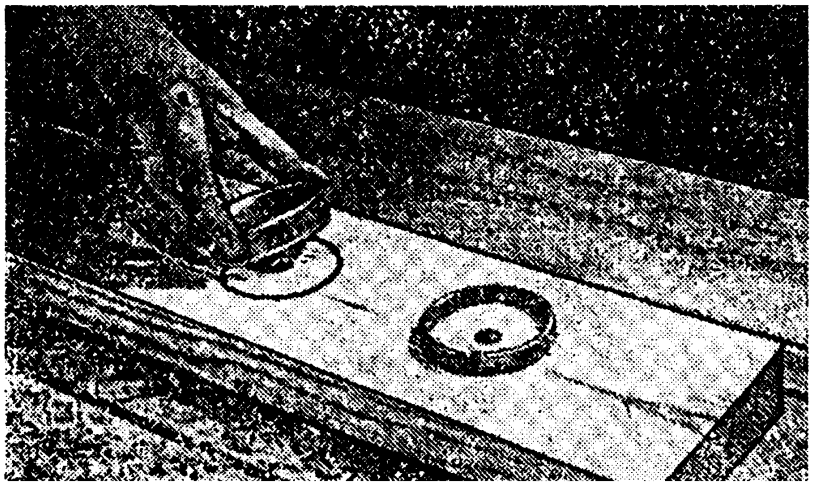


Fig. 3.43. Modul de realizare a unei îmbinări cu pene inelare. Date constructive.



Calculul îmbinărilor cu pene inelare constă în determinarea efortului admisibil (de calcul) pentru o singură pană, din:

1) Condiţia de strivire:

$$T_{ps} = b_p d_p \sigma_{a s \alpha}\left(R_{sa}\right), \tag{3.43}$$

unde: b_p este înălţimea penei inelare;
d_p – diametrul interior al penei inelare.

2) Condiţia de forfecare:

$$T_{pf} = 2\frac{\pi d_p^2}{4}\tau_a\left(R_f^m\right), \tag{3.44}$$

unde: R_f^m este rezistenţa medie de calcul la forfecare;
τ_a – rezistenţa la forfecare, care se determină cu formula:

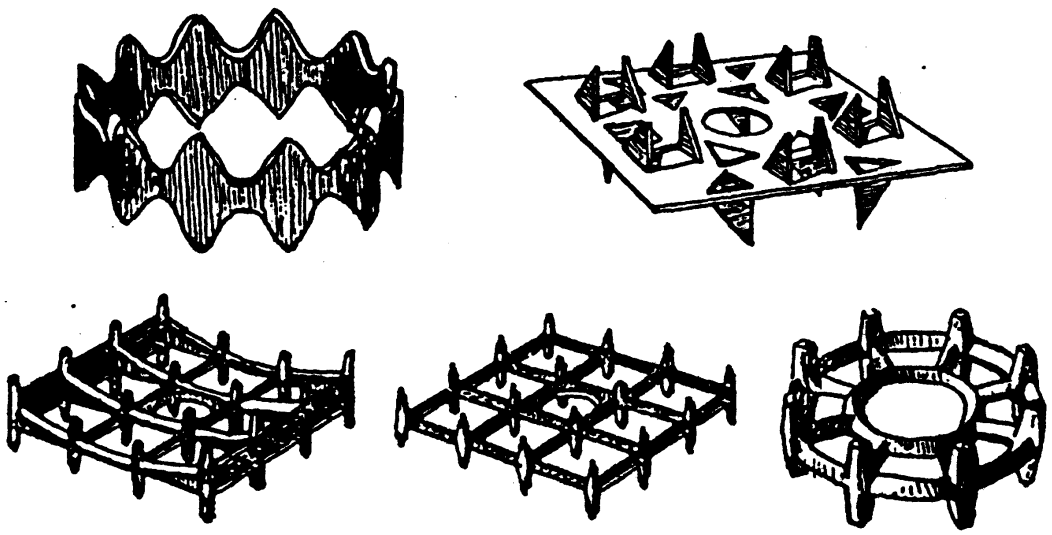
$$\tau_a = \frac{\tau_{ai}}{1+\beta\frac{l_f}{e}},$$

în care: τ_{ai} este rezistenţa admisibilă la forfecare în lungul fibrelor, provenind din încovoiere (v. tabelul 3.1, punctul 8);
β – coeficient de neuniformitate a distribuţiei eforturilor unitare tangenţiale pe suprafaţa de forfecare, egal cu:
0,125 – pentru îmbinări supuse la compresiune,
0,25 – pentru îmbinări supuse la întindere;
l_f – lungimea planului de forfecare ($l_f = d_p$);
e – braţul de pîrghie al cuplului de forfecare.

Determinarea numărului de pene inelare necesare se face cu relaţia:

$$n_p = N / T_p; \tag{3.45}$$

în care N este efortul axial de îmbinare;
T_p – capacitatea portantă a unei singure pene (cea mai mică dintre T_{aps} şi T_{apf}).



În prezent, din cauza neajunsurilor pe care le prezintă îmbinările cu pene inelare (manoperă complicată, capacitate portantă relativ mică, deformaţii iniţiale mari etc.), s-a trecut la folosirea penelor inelare cu dinţi şi, îndeosebi, a penelor cu gheare (fig. 3.46).

Particularitatea principală a îmbinărilor realizate cu ajutorul penelor cu dinţi sau cu gheare constă în faptul că în acest caz asamblarea pieselor se face prin introducerea forţată a penelor (fără a necesita pregătirea locaşurilor în prealabil) cu un dispozitiv special (figurile 3.46 şi 3.47).

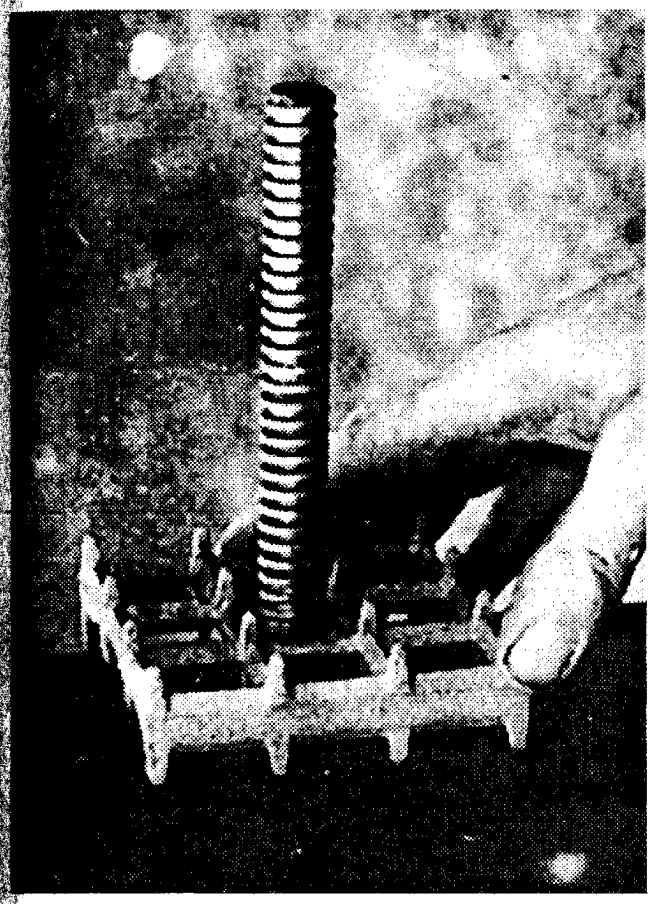


Fig. 3.46. Modul de aşezare a penei cu gheare şi dispozitivul de presare.

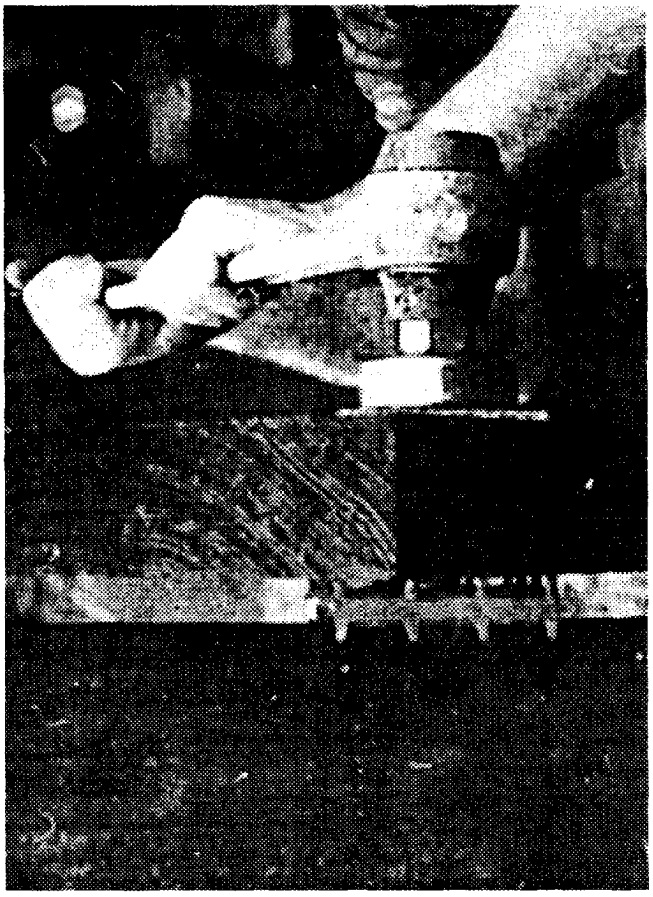


Fig. 3.47. Modul de realizare a unei îmbinări cu pene cu gheare.

Strivirea şi forfecarea lemnului într-o asemenea îmbinare se fac, în general, după un număr relativ mare de planuri, dispuse diferit în raport cu direcţia de acţiune a efortului, asigurându-se astfel o comportare mai bună (în special la forfecare) şi o mărire considerabilă a capacităţii portante.

Calculul îmbinărilor cu pene inelare dinţate sau pene cu gheare se face ca la îmbinările cu pene inelare netede, cu deosebirea că efortul capabil pentru o pană T_p se determină cu următoarea relaţie empirică (stabilită experimental):

$$T_p = 200\, d_p, \tag{3.46}$$

în care d_p este diametrul exterior al penei, în cm.

3.5.5. ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL ÎMBINĂRILOR CU TIJE

Tijele folosite la construcțiile de lemn sunt piese prin intermediul cărora se asigură împiedicarea deplasării reciproce a pieselor de îmbinat și lucrează, în general, la încovoiere.

Clasificarea tijelor: după materialul din care sunt executate, tijele pot fi din oțel sau poliesteri armați cu fibre de sticlă; după forma lor, se împart în cilindrice și lamelare (plăcuțe).

Îmbinări cu tije cilindrice. Dintre tijele cilindrice utilizate frecvent în construcțiile de lemn se menționează: șuruburi uzuale (buloane), dornuri de oțel sau dornuri de lemn, cuie de sârmă și șuruburi pentru lemn.

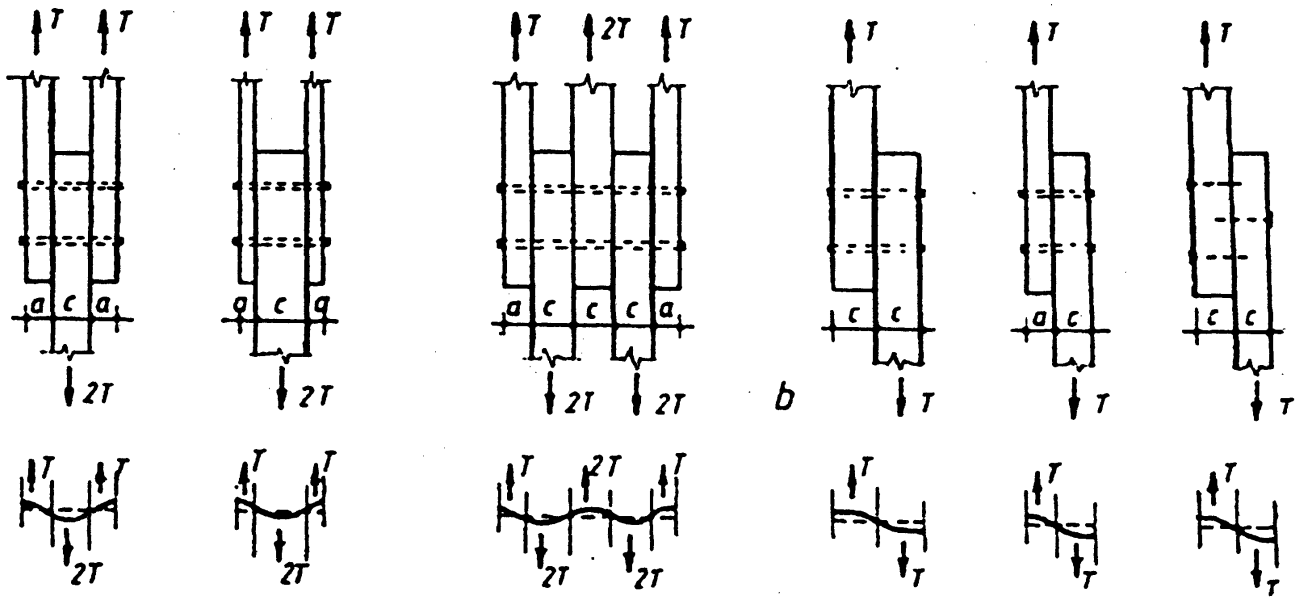


Fig. 3.48. Îmbinări cu tije:
a-simetrice; *b*-nesimetrice.

După modul de execuție, îmbinările cu tije cilindrice se împart în: îmbinări la care tijele se introduc în locașuri sau găuri în prealabil pregătite (buloane – șuruburi uzuale, dornuri, știfturi); îmbinări la care tijele se introduc în lemn prin batere (cuie) sau prin înșurubare (șuruburi pentru lemn).

După numărul planurilor de lunecare (secțiunilor de lucru), se deosebesc îmbinări: cu o secțiune de forfecare, cu două sau mai multe secțiuni de forfecare (fig. 3.48); după modul de solicitare (deformare) a tijei, îmbinările cu tije se împart în: simetrice (fig. 3.48, *a*) și nesimetrice (fig. 3.48, *b*).

Distrugerea unei îmbinări cu tije poate fi provocată fie de forfecarea tijei, dacă aceasta este realizată dintr-un material cu rezistență redusă (cazul dornurilor de lemn), fie de forfecarea și despicarea lemnului pieselor îmbinate, dacă dispunerea tijelor se face la distanțe mici sau dacă tijele sunt prea rigide. În mod practic, în cazul îmbinărilor cu tije din oțel, capacitatea portantă se determină din condiția de strivire

Experimental s-a constatat că modul de lucru şi caracterul distrugerii unei îmbinări cu tije depind în mare măsură de rigiditatea (elasticitatea) tijei. În cazul îmbinărilor cu tije cilindrice, acest aspect este reprezentat schematic în fig 3.49 şi ilustrat în fig 3.50.

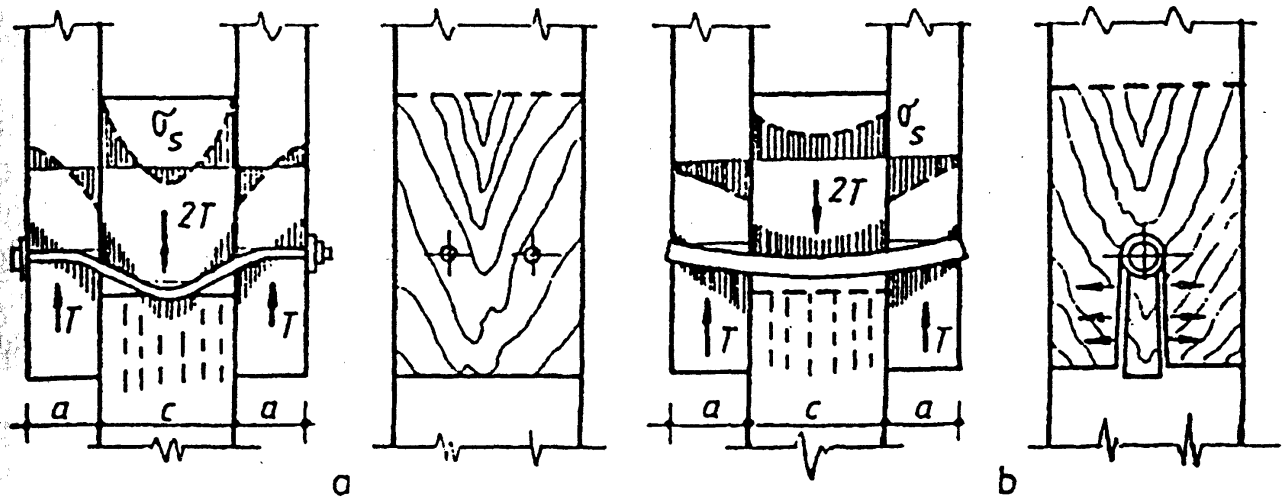


Fig. 3.49. Modul de lucru al unei îmbinări cu tije cilindrice:
a-elastice cu diametre mici; *b*-rigide cu diametre mari.

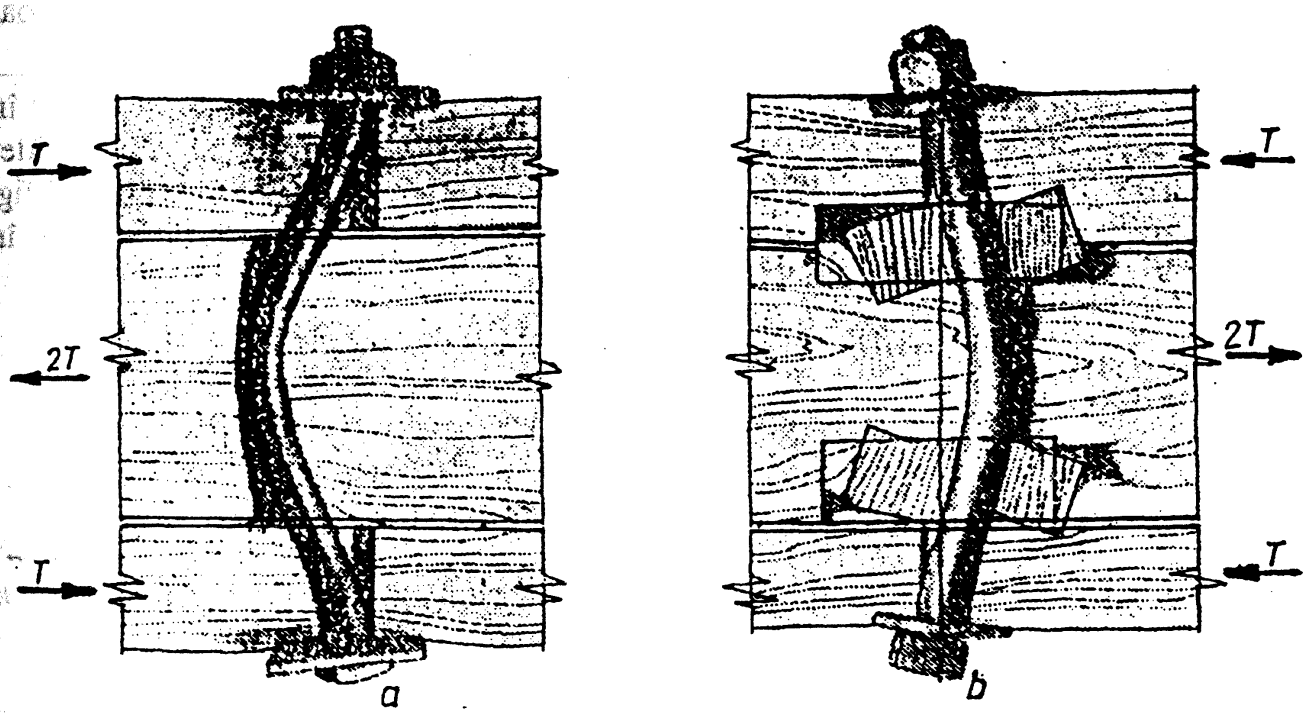


Fig. 3.50. Modul de lucru (deformare) al unei îmbinări cu tije cilindrice:
a-cu diametru mic; *b*-cu diametru mare.

Calculul îmbinărilor cu tije se face în conformitate cu principiile generale de calcul al construcţiilor de lemn, avându-se în vedere comportarea elastică sau elasto-plastică, în funcţie de metoda de calcul adoptată (MRA sau MSL).

Un calcul exact al unei îmbinări cu tije cilindrice sau lamelare reprezintă o

această cauză, pentru obținerea unei formule practice s-a recurs la metode de calcul aproximative pentru determinarea capacității portante, la baza cărora stau următoarele ipoteze simplificatoare:

– se presupune că eforturile de strivire σ_s sunt distribuite pe toată lungimea tijei;

– se admite că diagrama de variație a eforturilor σ_s în lungul tijei este liniară, ceea ce echivalează cu ipoteza că axa rămâne rectilinie, până la formarea articulației plastice în secțiunea cu moment încovoietor maxim;

– se admite, de asemenea, că eforturile unitare de strivire în sens transversal pe axa tijei sunt distribuite uniform pe suprafața diametrală, deși în realitate distribuția lor este neuniformă și pe o suprafață cilindrică.

Calculul îmbinărilor cu tije se poate face în MRA sau MSL

În cazul în care calculul se face după MSL, se admite curba caracteristică de comportare a lemnului la strivire simplificată (fig. 3.51), luându-se pentru raportul dintre deformația marginală limită de strivire ε_{ep} și deformația convențională elastică ε_e, valoarea egală cu 2.

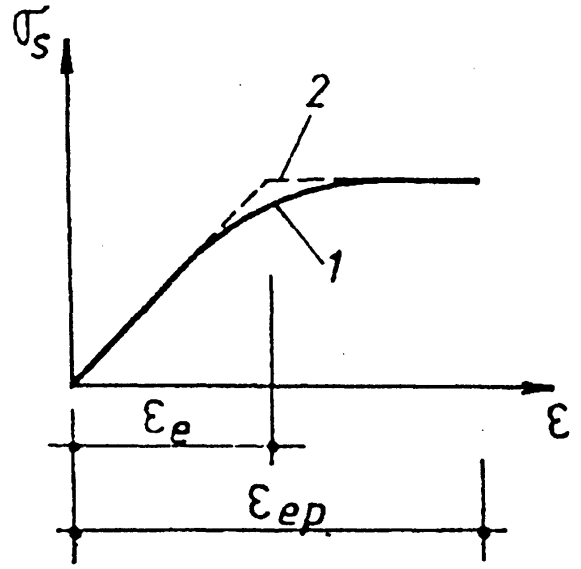


Fig. 3.51. Curba caracteristică de comportare elasto-plastică a lemnului la strivire: *1*-reală; *2*-aproximativă.

Pe baza ipotezelor admise și având în vedere modul de solicitare a tijei, considerate cu o singură secțiune de forfecare (v.fig. 3.48, *b*), se pot construi diagramele de variație a eforturilor unitare de strivire în lungul tijei (fig. 3.52).

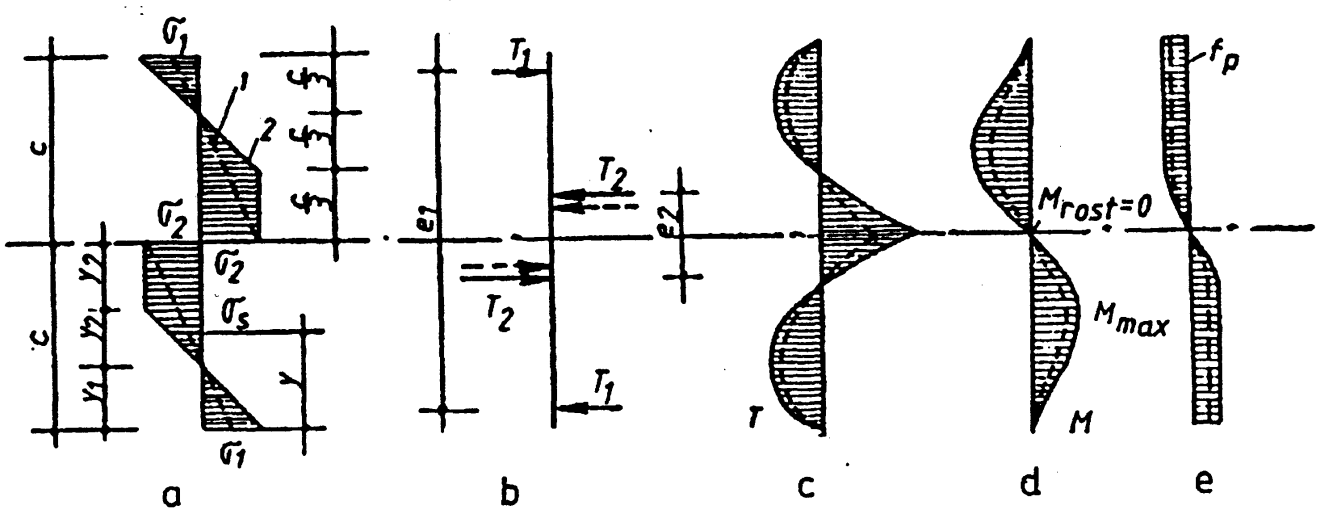


Fig. 3.52. Schema de lucru și diagramele de comportare elastică *1* și elasto-plastică *2* a unei tije cu o singură secțiune de forfecare.

Diagrama de variație a eforturilor , marcată cu linie întreruptă, se ia în conside-

Scriind expresiile forţei tăietoare şi a momentului încovoietor în raport cu punctul de intersecţie a axei tijei cu planul de forfecare al îmbinărilor, se obţin expresiile pentru mărimile σ_1 şi σ_2.

Cunoscând legea de repartiţie a eforturilor unitare de strivire în lungul tijei, se poate determina uşor secţiunea în care forţa tăietoare este nulă şi deci, secţiunea în care momentul încovoietor are valoare maximă. Pentru aceasta, se scrie expresia forţei tăietoare într-o secţiune oarecare y (fig. 3.52, *a*) şi se impune condiţia ca aceasta să se anuleze.

Având expresia momentului încovoietor maxim, care (în conformitate cu principiile generale de calcul de rezistenţă) nu trebuie să depăşească capacitatea portantă a tijei din condiţia de încovoiere şi ţinând seama, totodată, că efortul unitar de strivire σ_2, la limită, atinge valoarea rezistenţei admisibile sau de calcul de strivire (σ_{as}, R_{str}), au rezultat în final următoarele expresii pentru determinarea efortului admisibil (de calcul) al unei tije cu o secţiune de forfecare:

– Din condiţia de strivire a lemnului, prin:

a) Metoda rezistenţelor admisibile:

$$T_{as} = 0{,}25\sigma_{as} d_t c; \tag{3.47}$$

b) Metoda stărilor limită:

$$T_s = 0{,}36 R_{str} d_t c. \tag{3.48}$$

– Din condiţia de încovoiere a tijei, prin:

a) Metoda rezistenţelor admisibile:

$$T_{ai} = \frac{27}{4} \cdot \frac{W\sigma_{ai}}{c}; \tag{3.49}$$

b) Metoda stărilor limită:

$$T_i = 0{,}36 R_s d_t \sqrt{W R_i / 0{,}064 R_s d_t} = \sqrt{2 W d_t R_i R_s}, \tag{3.50}$$

unde: d_t este diametrul (grosimea) tijei;

c – adâncimea de încastrare a tijei sau grosimea piesei;

σ_{as} (R_s) – rezistenţa admisibilă (de calcul) la strivire a lemnului în lungul fibrelor;

σ_{ai} (R_i) – rezistenţa admisibilă (de calcul) la încovoiere a tijei.

Efortul admisibil (de calcul) al unei tije cilindrice T pentru o secţiune de forfecare la îmbinări având piesele realizate din lemn de molid şi brad, când direcţia eforturior transmise este paralelă cu direcţia fibrelor – pentru tijele cilindrice din oţel şi stejar şi sub orice unghi α – pentru cuie, în cazul construcţiilor exploatate în condiţii normale de umiditate şi temperatură, supuse simultan acţiunii încărcărilor permanente şi accidentale, se determină cu relaţiile din tabelele 3.14 şi 3.15, care s-au obţinut prin particularizarea relaţiilor (3.48) şi (3.49) pentru tijele cilindrice şi

Pentru tijele care lucrează în două sau mai multe secțiuni de forfecare, efortul capabil se obține prin înmulțirea efortului T_1, determinat cu relațiile din tabelele 3.14 sau 3.15 cu numărul secțiunilor de forfecare n_f ($T_t = T_1, n_f$).

Efortul admisibil (de calcul) al tijelor cilindrice de oțel sau lemn de stejar în rostul considerat, atunci când efortul transmis de tije face cu direcția fibrelor un unghi $\alpha^{[0]}$, se determină prin înmulțirea valorilor din tabelele 3.14 și 3.15 cu coeficienții:

k_α – pentru calculul la strivire a lemnului în locașul tijei;

$\sqrt{k_\alpha}$ – pentru calculul la încovoiere a tijei;

α – cel mai mare unghi de strivire a tijei pentru elementul și rostul considerat.

Coeficienții k sunt dați în tabelul 3.16.

Efortul admisibil (de calcul) al tijelor pentru piesele din lemn de alte specii, care lucrează în condiții de umiditate și temperatură ridicată, calculate numai la acțiunea încărcărilor permanente, de montaj sau seismice, se determină prin înmulțirea valorilor din tabelele 3.7 și 3.8, în cazul în care determinarea eforturilor se face din condiția de strivire a lemnului, și cu radicalul coeficienților în cazul în care calculul se face din condiția de încovoiere a tijei.

La îmbinările cu tije cilindrice executate cu fururi și eclise metalice, efortul admisibil (de calcul) al tijei se va determina, de asemenea, conform tabelelor 3.14 și 3.15. Fururile și eclisele metalice se verifică la întindere în secțiunea slăbită și la presiunea pe gaură.

Tabelul 3.14

Efortul admisibil pentru o secțiune de forfecare a tijei cilindrice

Nr.	Tipul îmbinării	Condiția de calcul	Efortul admisibil, în daN, pentru o secțiune de forfecare, la îmbinări cu:		
			Cuie	Șuruburi și dornuri de oțel	Dornuri de stejar
1	Îmbinări simetrice	Strivirea elementelor centrale	40 *cd*	40 *cd*	30 *cd*
		Strivirea elementelor marginale	50 *ad*	50 *ad*	30 *ad*
2	Îmbinări nesimetrice	Strivire în toate elementele cu grosime identică, precum și în elementele mai groase ale îmbinărilor cu o singură secțiune de forfecare	30 *cd*	30 *cd*	20 *cd*
3	Îmbinări simetrice și nesimetrice	Strivirea elementelor mai subțiri la margine	50 *ad*	50 *ad*	30 *ad*

Tabelul 3.15

Capacitatea portantă pentru o secţiune de forfecare a tijei cilindrice

Nr.	Schema de lucru a îmbinării	Efortul de calcul	Capacitatea portantă, în daN, pentru o secţiune de forfecare		
			Cuie	Buloane, dornuri şi şuruburi	Cepuri de lemn
			a	b	c
1	Îmbinări simetrice	a) Strivire în elementul de mijloc	50 *cd*	50 *cd*	30 *cd*
		b) Strivire în elementul de margine	80 *ad*	80 *ad*	50 *ad*
2	Îmbinări asimetrice	a) Strivire în toate elementele de egală grosime, cât şi în elementele cele mai groase de la îmbinări, cu o singură secţiune de forfecare	35 *cd*	35 *cd*	20 *cd*
		b) Strivire în cele mai subţiri elemente	80 *ad*	80 *ad*	50 *ad*
3	Îmbinări simetrice şi asimetrice	Încovoierea tijei	$250\,d^2 + a^2$ dar $\leq 400\,d^2$	$180\,d^2 + a^2$, dar $\leq 250\,d^2$	$45\,d^2 + 2a^2$, dar $T \leq 65\,d^2$

Tabelul 3.16

Valoarea coeficientului k_α

Unghiul în grade	Diametrul dornurilor de oţel, cm					Dornuri de stejar
	1,0	1,2	1,6	2	2,4	
30°	0,95	0,95	0,90	0,90	0,90	1,0
60°	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,8
90°	0,75	0,70	0,60	0,55	0,50	0,7

Numărul tijelor dintr-o îmbinare se determină astfel:

$$n_{tije} = N_t / T_{cap} n_f , \qquad (3.51)$$

unde: N este efortul normat (de calcul) din îmbinare, în daN;

T_{cap} – efortul admisibil sau de calcul al tijei determinat conform tabelelor 3.14 şi 3.15;

n_f – numărul secţiunilor de forfecare cu care lucrează o tijă cilindrică.

Aşezarea tijelor cilindrice într-o îmbinare trebuie făcută cu respectarea distanţelor minime dintre tije, stabilite din condiţia de forfecare şi despicare a lemnului, deoarece calculul capacităţii portante a unei îmbinări cu tije cilindrice se face numai

Tabelul 3.17

Distanțele minime dintre axele tijelor cilindrice

Tipul tijei	Distanța					
	S_1		S_2		S_3	
	$a(c) \leq 10d$	$a(c) > 10d$	$a(c) \leq 10d$	$a(c) > 10d$	$a(c) \leq 10d$	$a(c) > 10d$
Buloane și dornuri de oțel	$6d$	$7d$	$3d$	$3{,}5d$	$2{,}5d$	d
Cepuri cilindrice de stejar	$4d$	$5d$	$2{,}5d$	$3d$	$2{,}5d$	$2{,}5d$
Cuie	$15d$	$c = 4d$	Așezarea în rânduri drepte	Așezare în echer sau oblic	$c \geq 15d$	
						$c = 4d$
	$15d$	$25d$	$4d$	$3d$	$4d$	$4d$

Distanțele dintre axele tijelor cilindrice în lungul fibrelor S_1 și transversal pe fibre S_2 și distanța de la marginile laterale S_3 (fig. 3.53) trebuie să fie cel puțin egale cu valorile indicate în tabelul 3.17.

Tijele cilindrice din oțel trebuie să fie bine păsuite în locașurile corespunzătoare diametrelor lor, iar dispunerea lor (șuruburi uzuale și dornuri) într-o îmbinare se recomandă să fie făcută pe două sau patru rânduri longitudinale (v. fig. 3.53, *a*). Cuiele se pot dispune pe mai multe rânduri, drepte sau oblice (v. fig. 3.53, *b*), respectând distanțele minime date în tabelul 3.17 sau determinarea din graficul din fig. 3.53, c.

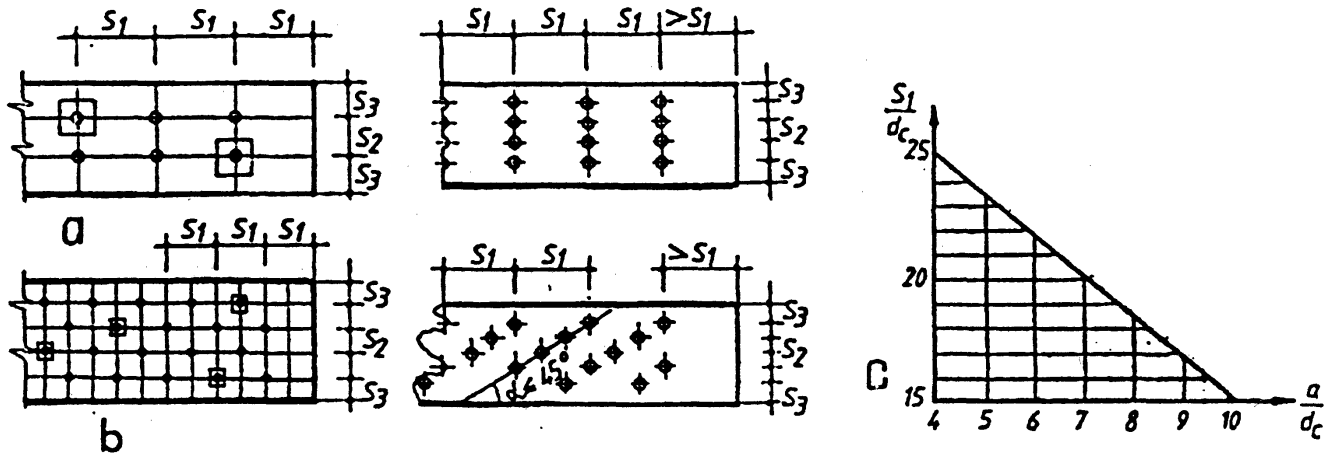


Fig. 3.53. Variante de așezare a tijelor într-o îmbinare:
a-cu șuruburi (buloane) și dornuri; *b*-cu cuie; *c*-grafic pentru determinarea distanței S_1 în funcție de raportul *a*/*d*.

Cuiele întrebuințate în executarea construcțiilor portante trebuie să îndeplinească cerințele prevăzute în STAS 1989–62.

Baterea cuielor cu $d \leq 0{,}6$ cm în cazul elementelor de răşinoase sau foioase moi, se poate face fără executarea prealabilă a găurilor. În celelalte cazuri, baterea cuielor se va executa numai după o pregătire prealabilă a locasurilor, realizate cu un diame-

În cazul elementelor (grinzilor) cu inimă plină, calculul cuielor care prind inima de tălpi se face presupunând inima monolită, grosimea de calcul a acesteia luându-se egală cu grosimea cumulată a scândurilor ei.

Determinarea lungimii de calcul a cuielor se face prin scăderea din lungimea cuielor a 1,5 d – reprezentând vârful ascuțit și a câte 2 mm pentru fiecare rost străbătut (fig. 3.54,*a*).

Dacă lungimea de calcul a încastrării capătului cuiului a_1 se obține mai mică de $4d$, atunci nu se mai consideră că lucrează capătul cuiului. În cazul în care cuiul iese din pachet, grosimea de calcul a ultimului element se micșorează cu 1,5 d (v. fig. 3.54, *c*). Dacă în cazul baterii încrucișate a cuielor adâncimea de pătrundere în elementul mijlociu nu este >2/3 din grosimea lui, distanța dintre cuie se stabilește fără să se țină seama de această întâlnire.

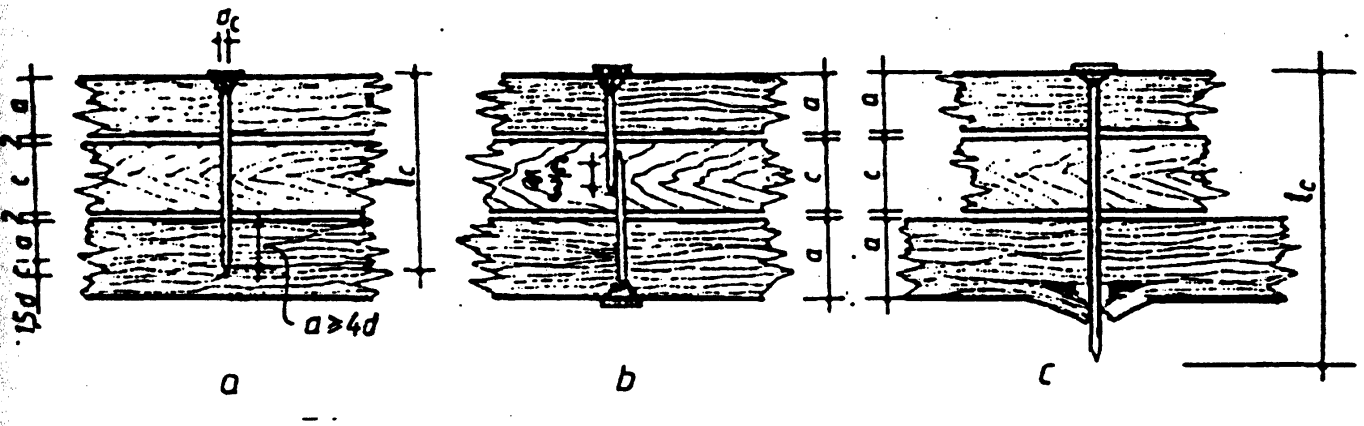
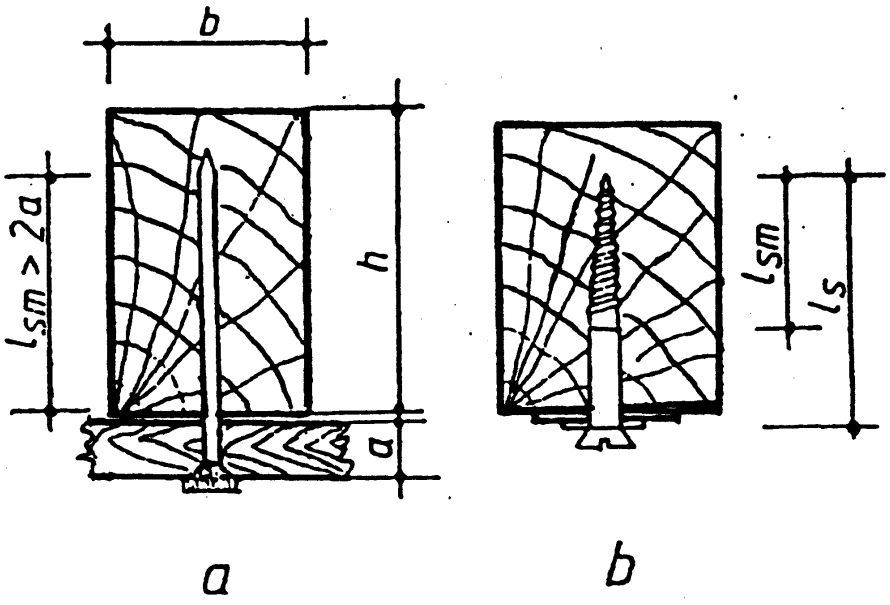


Fig. 3.54. Modul de stabilire a lungimii cuiului.

În cazul în care îmbinarea elementelor de lemn se realizează prin intermediul ecliselor metalice, se impune folosirea șuruburilor pentru lemn în locul cuielor (fig. 3.55), care se dispun la distanțe ceva mai mari decât cele indicate pentru cuie, iar introducerea în piesele de lemn se face prin executarea găurilor în prealabil. Efortul admisibil (de calcul) al șuruburilor se determină după regulile aplicate tijelor cilindrice de oțel pentru diametrul secțiunii slăbite de filet.

Rezistența cuielor la smulgere (fig. 3.55,*a*) poate fi luată în considerație numai la elementele secundare (la căptușeala planșeelor, la astereală etc.), precum și în cazul când acestea, pe lângă solicitarea la smulgere, lucrează și la alunecare.

Nu se admite luarea în considerație a rezistenței la smulgere pentru cuiele bătute în găuri executate în prealabil, sau când sunt bătute în capătul elementului (în lungul fibrelor). De asemenea, nu se admite folosirea îmbină-



nilor dinamice asupra construcţiilor. În acest caz, sunt mai indicate şuruburile pentru lemn, la care rezistenţa la smulgere este mult mai mare datorită înşurubărilor lor în lemn (v. fig. 3.55,*b*).

Îmbinări cu tije lamelare (plăcuţe). Tijele lamelare (elastice) din oţel sau din lemn de stejar se folosesc, în general, ca şi celelalte tipuri de tije, la realizarea grinzilor cu secţiune compusă, solicitate la încovoiere sau la încovoiere cu compresiune, cu scopul de a împiedica deplasarea reciprocă a elementelor în sens longitudinal.

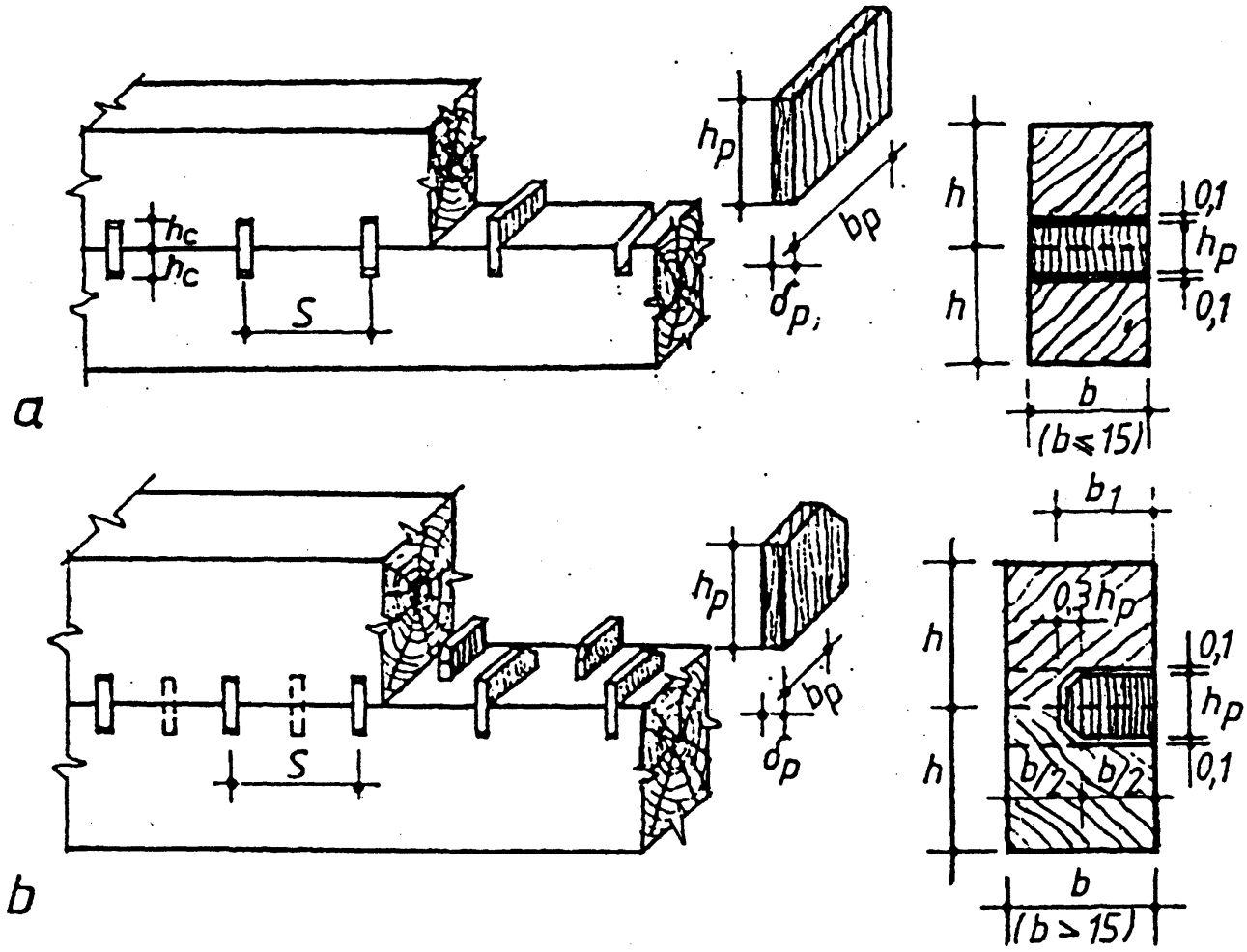


Fig. 3.56. Îmbinări cu plăcuţe elastice din lemn de stejar:
a-când lăţimea grinzilor $b \leq 15$ cm; *b*-când lăţimea $b > 15$ cm.

Îmbinările cu tije lamelare din lemn sau oţel, spre deosebire de celelalte tipuri de îmbinări cu pene din lemn, prezintă avantajul unei comportări mai bune sub acţiunea încărcărilor, datorită rigidităţii lor mai reduse şi a unei execuţii mai precise, prin mecanizarea întregului proces de realizare a lucrărilor.

Datorită unei aşezări normale a tijei lamelare în locaşurile elementelor solidarizate, având direcţia fibrelor perpendiculară pe planul de lunecare, aceasta lucrează la încovoiere, strivire şi forfecare normal pe fibre, iar elementele solidarizate pe porţiunea dintre plăcuţe, la forfecare şi strivire în lungul fibrelor.

Dimensiunile tijelor lamelare (plăcuţelor) din lemn, modul şi posibilităţile de dispunere a acestora într-o îmbinare, precum şi condiţiile constructive impuse cu

Calculul îmbinărilor cu tije lamelare se face în acelaşi mod ca şi pentru tijele cilindrice. Efortul admisibil (de calcul) al unei tije lamelare din lemn se determină din condiţia de strivire şi încovoiere, plecând de la relaţiile (3.49) şi (3.50) şi înlocuind caracteristicile generale (d_t şi W_t) cu cele specifice tijelor lamelare (b_p şi $W_b = b_p\delta_p^2/6$).

În cazul tijelor lamelare din stejar, pentru grinzi de brad şi molid exploatate în condiţii normale de umiditate şi temperatură şi calculate pentru acţiunea încărcăturilor permanente şi temporare, efortul admisibil (de calcul) la strivire şi încovoiere se determină cu expresiile:

– Din condiţia de strivire, prin:

a) Metoda rezistenţelor admisibile:

$$T_{as} = 11 h_p b_p; \tag{3.52}$$

b) Metoda stărilor limită:

$$T_s = 14 h_p b_p. \tag{3.53}$$

– Din condiţia de încovoiere, prin:

a) Metoda rezistenţelor admisibile:

$$T_{ai} = 50 \delta_p b_p; \tag{3.54}$$

b) Metoda stărilor limită:

$$T_i = 63 \delta_p b_p, \tag{3.55}$$

în care: h_p, b_p şi δ_p sunt înălţimea, lungimea şi grosimea penei lamelare.

În cazul folosirii tijelor lamelare se mesteacăn, efortul admisibil (de calcul) se micşorează cu 0,8, iar când grinzile se execută din alte specii sau în cazul în care intervine influenţa umidităţii şi a altor factori, la determinarea eforturilor capabile se va ţine seama şi de coeficienţii de corecţie respectivi.

Din condiţia de egală rezistenţă a tijelor lamelare de lemn la eforturile de strivire, încovoiere şi forfecare a pragului dintre două tije lamelare, rezultă distanţa dintre tije, care trebuie să fie cel puţin $2h_p$ sau $9\delta_p$.

Grinzile solidarizate cu tije lamelare se realizează fără rosturi între piesele (elementele) componente.

3.5.6. ÎMBINĂRI ÎNCLEIATE

Îmbinările încleiate se realizează în general prin intermediul unui adeziv, care în timpul procesului de întărire trece din stare vâscoasă, lipicioasă, în stare solidă şi se bucură de proprietatea de a lega într-un tot monolit elementele încleiate şi presate.

Îmbinările încleiate, spre deosebire de celelalte tipuri de îmbinări descrise,

Deşi cleiul, ca mijloc de îmbinare, a fost cunoscut şi folosit cu mult timp în urmă, abia în secolul nostru s-au putut realiza, pe baza dezvoltării chimiei maselor plastice, cleiuri de construcţie rezistente la apă şi la acţiunea ciupercilor.

Caracteristica de bază a îmbinărilor încleiate constă în aceea că înlătură posibilitatea deformaţiilor independente ale pieselor componente, asigură o comportare monolită a elementelor încleiate; rosturile de clei realizează, practic, o legătură rigidă.

Pentru dezvoltarea construcţiilor de lemn, îmbinările încleiate prezintă o importanţă asemănătoare cu îmbinările sudate pentru construcţiile metalice. În plus, se mai poate adăuga faptul că elementele de lemn încleiate, raţional executate, se bucură de proprietăţi elastice şi mecanice superioare elementelor realizate din lemn obişnuit. Sporul de rezistenţă a elementelor încleiate se realizează pe seama unei dispuneri corecte a materialului lemnos de diferite calităţi (I, II, III) în alcătuirea secţiunii transversale, în raport cu mărimea şi natura solicitării (eforturilor unitare) din secţiune, şi anume, în zonele puternic solicitate, dispunându-se materialul de calitate superioră (I, II), iar în zonele mai puţin solicitate un material de calitate inferioară (III). Un exemplu în acest sens îl poate servi modul de alcătuire corectă a secţiunii elementelor din lemn lamelat încleiat solicitate la încovoiere (fig. 3.57).

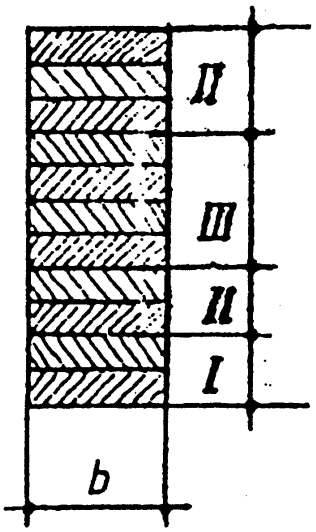


Fig. 3.57. Modul de dispunere a cherestelei de calităţi diferite pe înălţimea secţiunii transversale în cazul elementelor solicitate la încovoiere.

Un alt avantaj, de o importanţă practică deosebită a îmbinărilor încleiate, constă în posibilitatea realizării diferitelor tipuri de secţiuni de dimensiuni mari, din elemente cu secţiuni şi de dimensiuni mici (v. fig. 2.8), asigurîndu-se prin aceasta folosirea raţională şi o valorificare superioară a materialului lemnos. Prin încleiere se realizează îmbinări fără slăbiri, iar forma secţiunii transversale poate fi realizată astfel încât să corespundă solicitărilor. Dimensiunile secţiunii transversale, practic nu sunt limitate. Totodată, elementele masive din lemn lamelat încleiat se bucură şi de o rezistenţă mai mare la foc, datorită dimensiunilor mai mari, prezenţei rosturilor de clei etc.

Clasificarea cleiurilor. Cleiurile folosite pentru încleierea lemnului se pot clasifica după mai multe criterii, şi anume: natura chimică a materiei prime; domeniul de folosire; termoreactivitatea; starea de agregare fizică; temperatura de încleiere; rezistenţa la apă a peliculelor; durabilitatea peliculei.

– După natura chimică a materiei prime, cleiurile se pot grupa în naturale (animale sau vegetale) şi sintetice (de polimerizare sau policondensare).

Din categoria cleiurilor animale, întâlnite mai frecvent, se enumeră cleiurile de gelatină (oase şi piele) şi cleiurile de cazeină.

Din categoria cleiurilor vegetale se pot menţiona: cleiurile de albumină vegetală, de amidon, de celuloză şi de latex.

Cleiurile sintetice se pot grupa, la rândul lor, în cleiuri sau răşini termoelastice sau termoreactive şi termoplastice. Răşinile termoreactive dau întotdeauna geluri ireversibile, pe când cele termoplastice gelatinizează reversibil.

După domeniul de folosire, cleiurile se împart în cleiuri de mobilă şi cleiuri

variaţiilor mari de umiditate, iar în categoria cleiurilor de construcţii, adezivi cu rezistenţă mecanică mare şi deosebit de rezistenţi la variaţii de umiditate şi intemperii.

– În funcţie de termoreactivitate, cleiurile sintetice se pot grupa în termoplastice sau reversibile şi termoreactive sau ireversibile. În general, cleiurile ireversibile dau pelicule elastice rezistente la acţiunea apei.

– În funcţie de starea de agregare fizică, cleiurile pot fi sub formă de soluţii (fluide), prafuri şi pelicule (filme).

– După temperatura de încleiere, cleiurile se pot clasifica în: cleiuri cu priză la temperaturi înalte (100 ... 150 °C); cleiuri cu priză la cald (50 ... 70 °C); cleiuri cu priză la rece (15 ... 25 °C).

– După rezistenţa la apă a peliculelor, se deosebesc: cleiuri foarte rezistente la apă, cu o rezistenţă minimă de 15 daN/cm^2 după 1h de fierbere, sau după o imersie de 48 h în apă (de construcţii); cleiuri rezistente la apă, cu o rezistenţă minimă de 7 daN/cm^2 după 1 h de fierbere, sau după 24 h imersie în apă (de mobilă); cleiuri nerezistente la apă.

– În funcţie de durabilitatea peliculei, cleiurile se împart în următoarele patru grupe:

Grupa I: cleiuri rezistente la intemperii (cu peliculă mai durabilă decât lemnul), având o rezistenţă deosebită la acţiunea apei (calde sau reci), a microorganismelor şi variaţiilor mari de umiditate. În această grupă se încadrează cleiurile pe bază de fenol, rezorcină şi melamino-formaldehidă, utilizate în general pentru realizarea elementelor din lemn încleiat.

Grupa II: cleiuri rezistente la apă (rezistente la apă şi intemperii pe timp limitat). Din această grupă fac parte cleiurile ureo-formaldehidice.

Grupa III: cleiuri semirezistente (rezistenţă limitată la acţiunea apei şi bacterii). În această grupă se încadrează cleiurile de albumină şi de cazeină.

Grupa IV: cleiuri de interior (nu sunt rezistente la acţiunea umidităţii şi atacul ciupercilor). În această grupă se încadrează cleiurile de gelatină şi emulsiile polivinilice.

Cleiurile folosite pentru executarea elementelor de construcţii încleiate, conform normelor interne şi străine, trebuie să îndeplinească următoarele cerinţe: să fie foarte rezistente la acţiunea apei (rezistenţa minimă a peliculei după 1h de fierbere, sau imersie în apă timp de 24 h, să fie de cel puţin 15 daN/cm^2); să fie rezistente la acţiunea ciupercilor; să aibă o rezistenţă la forfecare mai mare decât rezistenţa lemnului la forfecare în lungul fibrelor. Totodată, acestea trebuie să fie uşor lucrabile, ieftine şi să nu fie toxice.

Din categoria cleiurilor folosite în construcţii, care îndeplinesc în bună măsură cerinţele impuse, se pot menţiona cleiurile pe bază de fenol, rezorcină şi melamino-formaldehidă.

În ţara noastră, cea mai largă utilizare au căpătat, mai ales în ultimul timp, cleiurile pe bază de fenol-formaldehidă.

Rezistenţa minimă de rupere a îmbinărilor supuse la încercările de forfecare a rostului încleiat, pentru orice tip de clei folosit la realizarea elementelor de construcţii portante, trebuie să fie cel puţin egală cu valorile date în tabelul 3.18 (conform

Tabelul 3.18

Rezistențele minime admise la forfecare ale îmbinărilor încleiate (STAS 857–83)

Nr. crt.	Felul încercării	Rezistența de rupere la forfecare, în daN/cm², pentru:	
		Rășinoase	Foioase tari, stejar și fag
1	Încercarea probei în stare uscată cu umiditatea normală de 15%	60	80
2	Încercarea probei după 24 h imersie în apă	40	50

Teoria încleierii. Prin clei sau adeziv se înțelege, în general, o substanță macromoleculară cu ajutorul căreia se poate realiza o îmbinare rezistentă și rigidă între două sau mai multe suprafețe încleiate. El se poate obține fie pe cale de sinteză, fie prin descompunerea (modificarea) produselor naturale.

Produșii macromoleculari sunt substanțe compuse din molecule foarte mari, ale căror atomi sunt uniți între ei prin legături de valență (covalență sau electrovalență). În tehnică se folosește noțiunea de polimeri, prin care se înțelege un produs macro-molecular rezultat din unirea, prin legături de valență, a unui număr de structuri moleculare de bază, denumite meri. Dacă polimerii sunt formați din același fel de meri, este vorba de un polimer simplu, iar dacă aceștia sunt formați din mai multe feluri de meri, este vorba de un copolimer.

Produșii macromoleculari iau naștere în urma polireacțiilor. Prin polireacții se definesc serii de reacții chimice care se repetă de un număr foarte mare de ori, în urma cărora se formează sau se degradează produșii macromoleculari.

După mecanismul reacției și natura monomerilor sau a merilor se deosebesc două tipuri principale de polireacții de formare a produșilor macromoleculari, numite reacții de polimerizare și reacții de policondensare.

Polimerizarea poate avea loc prin reacții consecutive sau în trepte și prin reacții înlănțuite. Cazul cel mai general de reacții de polimerizare îl constituie copolimerizarea, care definește polimerizarea unui amestec de meri diferiți, produsul rezultat prezentând fie proprietăți specifice fiecărui mer în parte, fie proprietățile amestecului.

Polimerizarea se poate obține prin următoarele procedee industriale:

– polimerizarea în bloc, când în monomeri se dizolvă cantități reduse de promotori și se menține amestecul la temperatura optimă de reacție; produsele obținute se prezintă sub forma unor plăci sau blocuri transparente;

– polimerizarea în soluție, utilizată pentru obținerea lacurilor sau vopselelor;

– polimerizarea în emulsie, când monomerul se dispersează în soluție apoasă de emulgator și catalizator, încălzindu-se sub agitație energetică până la terminarea procesului;

– polimerizarea în mediu gazos, când catalizatorul gazos se amestecă cu monomerul și se supune apoi polimerizării.

Policondensarea este un proces complex de formare și descompunere concomitentă a produselor macromoleculare și se obține printr-o succesiune de reacții de condensare intermediare, caracterizate prin diminuarea unei molecule simple și apoi prin stabilirea unei reacții de echilibru reversibil la fiecare treaptă.

În tehnică se deosebesc următoarele trei stadii de reacţii:

– stadiul A, în care produsele denumite rezoli sunt fuzibile, solubile şi termoreactive;

– stadiul B, în care produsele numite rezitoli sunt caracterizate prin solubilitate şi fuzibilitate reduse, proprietăţi înalt-elastice şi tendinţă puternică de îmbibare cu solvent;

– stadiul C, în care produsele numite rezite sunt infuzibile, insolubile şi termorigide şi nu se îmbibă cu solvenţi.

Produşii macromoleculari sunt caracterizaţi, în general, prin greutate moleculară mare, rezistenţă mecanică şi însuşiri termice şi electrice de coagulare.

Rezistenţa mecanică a polimerilor şi capacitatea de a forma pelicule subţiri determină domeniul de utilizare practică a acestora. Aceste însuşiri sunt condiţionate de structura liniară a macromoleculei şi de gradul de polimerizare. Sub acţiunea forţelor exterioare, produşii macromoleculari suferă deformaţii temporare sau permanente, în funcţie de viteza de aplicare şi durata forţelor, precum şi de temperatură. Aceste deformaţii pot fi elastice sau plastice, putând rezulta o decalare între încetarea acţiunii forţei şi revenirea corpului la forma iniţială, fenomen cunoscut sub numele de histerezis. Acest tip de deformaţie este propriu majorităţii produşilor macromoleculari şi se numeşte înalt-elastică sau de tip cauciuc.

Însuşirile termice ale compuşilor macromoleculari limitează domeniul practic de utilizare. Astfel, polimerii organici prezintă, în general, o stabilitate termică redusă şi sunt buni izobari, având un coeficient de dilatare termică foarte redusă. La variaţii de temperatură, compuşii macromoleculari se comportă în timp diferit sub acţiunea forţelor exterioare, şi anume: polimerii cu structură liniară se înmoaie prin încălzire, fiind cunoscuţi sub numele de termoplastici, în timp ce polimerii cu structură tridimensională de tip bachelită suferă numai deformaţii înalt-elastice şi, din această cauză, au fost numiţi termorigizi sau termoelastici. Există, de asemenea, produşi macromoleculari care se întăresc prin încălzire, cunoscuţi sub denumirea de termoreactivi. Pe termoreactivitate se bazează utilizarea cleiurilor cu priză la cald. În unele cazuri, pentru a se reduce temperatura de curgere şi pentru a mări elasticitatea, acestea se amestecă cu plastifianţi, care sunt de obicei lichide sau polimeri cu greutate moleculară mică, greu volatile şi comparabile cu polimerii.

Proprietăţile electrice ale polimerilor sunt determinate de flexibilitatea macromoleculelor, de caracterul grupelor polare, precum şi de prezenţa impurităţilor electroliţilor. Soluţiile compuşilor macromoleculari sunt sisteme omogene, cu un grad de dispersie molecular sau ionic, caracterizate prin: formare spontană, stabilitate termodinamică şi reversibilitatea proceselor care au loc în interiorul lor în urma variaţiilor de temperatură, presiune şi concentraţie.

Proprietăţile soluţiilor de polimeri depind de structura iniţială a polimerului. Astfel, unele răşini ureo-formaldehidice sau fenol-formaldehidice şi alhidice formează sisteme coloidale cu viscozitate redusă şi se pot folosi în concentraţii, ceea ce, pe lângă economie de solvent, duce, totodată, la o uscare mai rapidă şi la o acoperire corespunzătoare a suprafeţelor încleiate.

Procesul de coagulare, respectiv de separare din soluţie a compuşilor macromoleculari este de asemenea specific. Separarea polimerului dizolvat are loc numai

sub acţiunea unor cantităţi apreciabile de substanţe care au o afinitate mare pentru dizolvant. Fenomenul menţionat este reversibil şi poartă numele de salifiere, care uneori trece prin faza de gelatinizare, când nu are încă loc separarea sistemului în două faze. Prin gelatinizare, soluţia de polimeri suferă unele modificări vizibile, dobândind unele proprietăţi mecanice asemănătoare corpurilor solide. Pe lângă aceste proprietăţi, gelurile îşi menţin însuşirile plastico-vâscoase. Structura unui gel este alcătuită dintr-un schelet – faza solidă – format din micelii legate de reţele filiforme, care îi conferă proprietăţi mecanice asemănătoare corpurilor solide şi dintr-un lichid – faza lichidă – care umple golurile scheletului, putând fi compus fie dintr-un mediu de dispersie, fie dintr-o soluţie a polimerului care formează gelul.

Sub acţiunea variaţiilor de temperatură şi de concentraţie, gelatinizarea este un proces reversibil, ceea ce este deosebit de important în cazul folosirii cleiurilor reversibile.

În practică se cunosc trei tipuri reprezentative de gelatinizare: coagulativă (prin simpla agregare a particulelor), de asociere (prin formarea de asociaţii) şi chimică (de exemplu întărirea cleiurilor sintetice la rece, sub influenţa adaosului de întăritor).

Însuşirile mecanice deosebite ale produşilor macromoleculari se datoresc mărimii şi structurii moleculelor, fiind determinate de legăturile intermoleculare şi suma forţelor intermoleculare, respectiv de coeziune şi adeziune.

Legăturile intermoleculare sau valenţele primare pot fi: homopolare sau covalente şi ionice sau electrovalente. Valoarea energiei legăturilor intermoleculare variază între 50 şi 150 kcal/mol. Suma legăturilor intermoleculare constituie energia de legătură a valenţelor secundare şi se numeşte energie de coeziune sau coeziune.

Coeziunea. Aceasta se datoreşte efectelor de atracţie şi de respingere dintre molecule. Valoarea energiei de coeziune variază cu distanţa dintre atomi şi tinde către zero dacă această distanţă este de ≈ 7 Å.

Energia de atracţie se datoreşte efectelor de dispersie de orientare şi de inducţie.

Efectul de dispersie se datoreşte schimbării repartiţiei electronilor în moleculă; ca urmare, apare un moment electric instantaneu, oscilant, chiar în cazul moleculelor perfect simetrice. Acest moment induce în moleculele vecine dipoli în aceeaşi fază, ceea ce dă naştere la atracţie între molecule.

Efectul de orientare se datoreşte unor forţe de tip electrostatic şi rezultă din interacţiunea dipolilor permanenţi ai moleculelor. Semnul şi mărimea energiei de orientare sunt determinate de orientarea relativă a dipolilor, variind invers proporţional cu temperatura.

Efectul de inducţie se datoreşte momentului indus de o moleculă dipolară într-o moleculă vecină, în concordanţă de fază cu dipolul inductor şi independent de temperatură.

Energia datorată celor trei efecte menţionate mai sus intervine numai în cazul moleculelor multipolare.

Energia de respingere se datoreşte efectului de respingere dintre molecule, din cauza câmpurilor electronice proprii.

Energia de coeziune se poate măsura prin determinarea energiei de vaporizare, energiei de dizolvare sau a rezistenţei de rupere.

Adeziunea. Prin adeziune se înţelege capacitatea moleculelor a două substanţe

posibilă numai dacă distanţa dintre suprafeţele celor două corpuri este mai mică decât 3×10^{-8} cm. În consecinţă, în practică, pentru realizarea adeziunii, se recurge la folosirea unor substanţe cu însuşiri înalt-elastice. În concluzie, pentru ca adeziunea să aibă loc, este necesar ca soluţia aplicată pe un corp solid să umecteze suprafaţa acestuia.

Pentru explicarea adeziunii s-au emis mai multe teorii, şi anume: teoria adeziunii mecanice, teoria adeziunii specifice etc. În prezent, se admite că adeziunea este de două tipuri: mecanică şi specifică. În consecinţă, se admite că soluţia compusului macromolecular aplicat pe suprafaţa lemnului umectează această suprafaţă, pătrunzând până la o anumită adâncime în golurile celulare largi, în cavităţile înguste ale ţesuturilor de fibre şi în spaţiile intermicelare. În urma unor reacţii chimice, prin încălzire sau răcire, soluţia se gelatinizează şi legătura dintre cele două suprafeţe devine rigidă prin concentrarea gelului în cavităţile care formează structura lemnului. Legătura la interfaţa lemn-peliculă are loc datorită umectării şi absorbţiei energiei libere superficiale, acţiunii chimice reciproce între grupele marginale ale cleiului şi material etc.

În general, adeziunea are loc numai dacă sunt respectate următoarele două condiţii:

– soluţia compusului macromolecular şi suprafaţa materialului prezintă aceeaşi polaritate;

– îmbinarea obţinută în urma gelatinizării trebuie să prezinte un minimum de rezistenţă, superior energiei de coeziune a fiecărui material luat în parte.

Dacă energia de coeziune este superioară celei de adeziune, distrugerea îmbinării se poate produce în clei sau în lemn-clei, iar în cazul în care energia de adeziune este superioară celei de coeziune a lemnului şi cleiului, ruperea are loc în lemn.

Desfăşurarea procesului de încleiere. Procesul încleierii lemnului cuprinde următoarele operaţii distincte: pregătirea soluţiei de clei; aplicarea soluţiei de clei; încleierea propriu-zisă.

Pregătirea soluţiei de clei. Această operaţie constă în trecerea cleiului comercial în soluţie de clei, care se face după o anumită reţetă. În general, o soluţie de clei se caracterizează prin viscozitate şi prin durata de folosire, care depind de umiditatea şi temperatura mediului înconjurător. Prin durata de folosire se înţelege intervalul de timp scurs din momentul pregătirii soluţiei de clei până în momentul când aceasta, datorită unei reacţii chimice, variaţiei de temperatură etc., pierde proprietatea adezivă.

Reţeta soluţiei de clei, în afară de solvent şi de cleiul propriu-zis, poate conţine: diluanţi; întăritori, agenţi de înnobilare, eventual substanţe antiseptice şi hidroizolatoare.

Diluanţii sau ingredienţii sunt produse de natură organică sau anorganică adăugate în scopul îmbunătăţirii proprietăţilor mecanice ale peliculelor de clei, putând fi activi, cu proprietăţi adezive proprii (de exemplu făina de cereale), sau inactivi, fără aceste proprietăţi (de exemplu bentonita).

Întăritorii sunt substanţe (amestecuri) cu caracter bazic sau acid, de natură organică sau anorganică, care au rolul de transportori de ioni de hidrogen, adică de a anihila acţiunea „inhibitorilor" şi de a dirija procesul de încleiere. Spre deosebire de catalizatori, întăritorii se consumă în timpul procesului de încleiere.

Agenţii de înnobilare pot fi diluanţii sau întăritorii care asigură încleierilor o

Antisepticele sunt substanţele fungicide, insecticide şi termicide, care se adaugă în soluţia de clei pentru a conferi peliculelor rezistenţă la atacul ciupercilor şi insectelor xilofage, iar rolul hidrofugantului este de a conferi produselor încleiate stabilitate la acţiunea apei şi a umidităţii atmosferice.

Concomitent cu pregătirea soluţiei de clei are loc şi pregătirea suprafeţei lemnului, operaţie care constă, de obicei, în rindeluirea, eventual dinţarea (se aplică la esenţe tari) şi ştergerea de praf a acesteia.

Aplicarea soluţiei de clei. Această operaţie constă în aplicarea directă a soluţiei sau peliculei de clei pe suprafaţa lemnului; intervalul de timp scurs între aplicare şi faza următoare a procesului de încleiere-presare se numeşte durata perioadei de impregnare.

Încleierea propriu-zisă. Încleierea sau presarea este operaţia prin care suprafeţele de lemn pe care s-a aplicat soluţia de clei sunt supuse presiunii, şi are un triplu scop; formarea peliculei de clei prin contactul intim între suprafeţele încleiate; fixarea pieselor din pachet una faţă de alta; mularea pieselor în forme dorite şi încleierea propriu-zisă.

Presarea poate avea loc la temperatura camerei (presarea la rece) şi la o temperatură mai ridicată (presarea la cald).

Durata de presare reprezintă intervalul de timp scurs de la începutul închiderii presei până în momentul deschiderii acesteia, respectiv intervalul de timp în care are loc priza şi întărirea cleiului şi se compune din durata de închidere a presei sau a dispozitivului de presare şi durata de presare propriu-zisă. Durata de presare depinde de însuşirile cleiului şi lemnului, precum şi de condiţiile de presare. Totalitatea acestor factori constituie regimul de presare.

Prin priza cleiului se înţelege totalitatea proceselor fizico-chimice care se produc între clei şi suprafaţa lemnului, iar prin întărirea cleiului totalitatea proceselor fizico-chimice care se produc în soluţia de clei, fără ca acesta să fie în contact direct cu lemnul. Începutul şi sfârşitul întăririi nu coincid întotdeauna cu începutul şi sfârşitul prizei. Astfel, întărirea poate începe o dată cu adăugarea întăritorului şi poate sfârşi înainte de terminarea prizei, reacţia de întărire condiţionând în mare măsură dezvoltarea forţelor de adeziune mecancă şi specifică.

Regimul de aplicare a cleiului împreună cu regimul de presare alcătuiesc regimul de încleiere.

După operaţia de presare are loc operaţia de depozitare a pieselor încleiate, care trebuie să se facă în anumite condiţii de temperatură şi umiditate. Această operaţie are un dublu scop: maturarea, adică desăvârşirea în timp a prizei cleiului; climatizarea pieselor (pachetelor) încleiate, până la umiditatea corespunzătoare condiţiilor de exploatare, pentru echilibrarea completă a tensiunilor interioare.

Procesul de priză se bazează, în general, pe reacţii chimice, cu schimbare de *p*H, urmate de eliminarea mediului de dispersie prin difuziune simplă sau prin evaporare şi difuziune, cu excepţia cleiurilor sintetice de polimerizare care fac priza numai prin eliminarea solventului.

Procesul de priză începe o dată cu aplicarea soluţiei de clei pe suprafaţa lemnului şi continuă până în momentul în care forţele intermoleculare şi cele de adeziune fac posibil ca pelicula să suporte anumite sarcini exterioare. În acest interval de timp, rezistenţa încleierii prezintă minime şi maxime, ajungând la o valoare constantă după câteva luni. În general, minimele se datoresc variaţiilor de umiditate

În procesul de întărire, la marea majoritate a cleiurilor apare, la câteva ore după îmbinarea suprafeţelor, o fază critică, datorită difuziunii fazei disperse în lemn. După depăşirea fazei critice, forţele de coeziune şi de adeziune se dezvoltă, desăvârşind procesul de priză care, de regulă, este o transformare ireversibilă, sol-gel. Un prim mecanism de transformare sol-gel se bazează pe eliberarea mediului de dispersie. În urma evaporării parţiale a mediului de dispersie, concentraţia şi viscozitatea cresc apreciabil, iar proprietăţile structural-mecanice ale sistemului suferă modificări esenţiale, astfel că manifestarea de coeziune devine din ce în ce mai puternică, până la desăvârşirea procesului de gelatinizare.

Viteza de evaporare, care depinde de temperatura şi de presiunea vaporilor din mediul ambiant, determină durata fazei deschise. După îmbinarea suprafeţelor, eliminarea solventului din pelicula de clei continuă prin difuziune treptată până la saturarea fibrelor, aceasta ca urmare a procesului de absorbţie a lichidului polar de către grupele hidroxilice ale substanţelor lemnoase, proces care este urmat de o recondensare capilară a lichidului în crăpăturile pereţilor celulari, în fibrele de scheremchin, vase şi tracheide. O ultimă cale de eliminare a mediului de dispersie este evaporarea prin marginile îmbinării, care este practic lipsită de importanţă la suprafeţe mari.

Gelatinizarea se produce într-un interval de timp în care macromoleculele, datorită mişcării browniene, îşi modifică continuu poziţia lor, până în momentul în care forţele de coeziune şi de adeziune ajung să unească particulele între ele. Deşi la început gelul conţine încă 40% apă, după ≈ 60 min rezistenţa încleierii ajunge la valori mari şi apa reţinută de peliculă nu poate fi eliminată decât prin difuziune; astfel are loc faza critică, care nu dispare decât în momentul încetării circulaţiei apei în lemn. Mecanismul este specific cleiurilor de glutină şi de latexuri vegetale.

Alt mecanism de transformare sol-gel este solvarea fazei disperse (liant) din suspensii; prin încălzire, suspensia trece într-o soluţie macromoleculară, care printr-o răcire ulterioară se .gelatinizează. Acest mecanism este specific pentru cleiurile de polivinil suspendate în plastifianţi.

Cel mai frecvent mecanism de transformare sol-gel este acela de formare a reţelelor tridimensionale cu legături covalente, realizându-se astfel pelicule capabile să suporte sarcini exterioare importante, indiferent de variaţiile de temperatură şi umiditate, ceea ce prezintă o importanţă practică deosebită pentru elementele de construcţii.

Prin aplicarea pe lemn a unei soluţii de clei de cazeină, după evaporarea şi difuziunea parţială a apei în lemn, are loc gelatinizarea datorită formării cazeinatului de calciu insolubil.

În urma reacţiei dintre uree şi formaldehidă se formează compuşii de policondensare cu numeroase grupe marginale reactive. Prin intermediul întăritorilor, procesul de condensare se continuă, obţinându-se reţele tridimensionale. La începutul aplicării peliculei de clei pe lemn are loc procesul obişnuit de eliminare a apei prin evaporare şi difuziune în lemn, precum şi absorbţia capilară a cleiului de către pereţii celulari, ceea ce duce la dezvoltarea adeziunii specifice. Absorbţia răşinii încetează o dată cu începutul gelatinizării. În urma gelatinizării, restul de apă este reţinut mecanic de pelicula neelastică şi casantă de clei, având rol de colid de protecţie.

Ancorarea răşinii cleiului de lemn, respectiv dezvoltarea adeziunii specifice, depinde atât de viteza de difuziune a apei, cât şi de viteza de gelatinizare. Dacă viteza de gelatinizare este mai redusă decât viteza de difuziune, cleiul este rupt din îmbinare

Procesul de priză se complică prin folosirea diluanţilor, mai ales în cazul în care diluantul este activ şi deci ia parte la procesul de priză, suferind transformări chimice.

În cazul cleiurilor fenol-formaldehidice, care fac priza la rece, eliminarea apei din sistemul lemn-clei este şi mai imperioasă. Întăritorul folosit, de regulă un acid puternic disociat, provoacă gelatinizarea soluţiei de clei, fiind reţinut împreună cu apa rezultată din reacţie de către pelicula de clei. În cazul cleiurilor rezorcino-formaldehidice, priza se realizează prin adăugarea unui exces de formaldehidă, cu ajutorul căreia se desăvârşeşte reacţia de policondensare după mecanismul general cu acizi şi baze. În mod asemănător decurge şi priza la cald a cleiurilor melamino-formaldehidice.

Gelatinizarea cleiurilor poliuretanice se produce prin amestecarea unei soluţii de di- sau poliizocianat cu o soluţie de polialcool, când are loc o adiţie urmată de o reacţie de polimerizare în trepte. În mod asemănător se produce şi gelatinizarea cleiurilor epoxidice. În prima fază, prin amestecarea cu întăritor, are loc o reacţie exotermă cu formare de punţi, iar în a doua fază, tot printr-o reacţie puternic exotermă, se produce consolidarea şi reorientarea punţilor formate iniţial.

În cazul peliculelor şi pulberilor de clei, unde lipseşte mediul de dispersie, procesul de gelatinizare poate avea loc: prin răcirea sistemului lemn-clei; prin formarea de reţele tridimensionale.

În primul caz, în urma încălzirii şi sub efectul presiunii, filmul sau pulberea de clei se înmoaie, umectând suprafaţa lemnului, iar în urma scăderii temperaturii se produce gelatinizarea peliculei de clei, asigurând astfel îmbinarea.

În al doilea caz, prin încălzire şi sub presiune, filmul de clei, cu răşina în fază de rezitol, umectează suprafaţa lemnului şi intră în reacţie cu grupele reactive ale acestuia, formând reţele tridimensionale. Acest mecanism este specific peliculelor formaldehidice, precum şi soluţiilor de clei cu întărire la cald.

În cazul folosirii cleiurilor de contact, utilizate mai ales pentru îmbinarea lemnului cu alte materiale, soluţia de clei, de obicei pe bază de latexuri naturale sau sintetice, se aplică pe ambele suprafeţe; după evaporarea mediului de dispersie, cele două suprafeţe se presează, iar moleculele se întrepătrund formând legături de tip Van der Waals care asigură rezistenţa imediată a încleierii.

Parametrii procesului de priză a cleiurilor şi factorii de influenţă. În urma studiilor efectuate a rezultat că procesul de priză a cleiurilor depinde de o serie de factori obiectivi şi întâmplători, dintre care cei mai importanţi sunt:

– caracteristicile soluţiilor de clei (natura, concentraţia, viscozitatea, *p*H-ul, temperatura etc.);

– caracteristicile materialului lemnos (specia, structura anatomică, forma şi aspectul suprafeţei, umiditatea, temperatura etc.);

– caracteristicile mediului ambiant (umiditatea relativă a aerului, temperatura, presiunea parţială a vaporilor etc.).

În funcţie de valorile absolute şi relative ale factorilor menţionaţi, se stabilesc parametrii regimului de aplicare, de presare şi condiţionare.

Influenţa factorului „clei" asupra procesului de priză. Factorul clei intervine în procesul de priză din momentul preparării acestuia şi până la obţinerea rezistenţei finale. Astfel, folosirea unui clei fabricat în condiţii necorespunzătoare sau depozitat în condiţii de temperatură şi umiditate necorespunzătoare, poate duce la rebutarea întregii producţii încleiate. De exemplu, cleiurile rezorcino-formaldehidice sunt foarte sensibile

În general, bazele sau acizii puternici împiedică desfăşurarea normală a procesului de priză şi obţinerea unei rezistenţe mecanice corespunzătoare a peliculei, deoarece exercită o acţiune nocivă asupra materialului care urmează a fi încleiat. Astfel, uneori întăritorul acid poate fi consumat în totalitatea lui în cursul prizei şi, prin concentrarea locală a acestuia, în urma variaţiilor mari de umiditate şi temperatură, poate ajunge să atace fibrele lemnului. Pentru remedierea acestui inconvenient se recomandă folosirea unor întăritori neutri (rezorcină, melamină etc.), sau reducerea proporţiei de întăritor şi majorarea duratei de presare etc.

Durata de folosire a soluţiei de clei precum şi viscozitatea acesteia pot fi reglate prin adaos de diluanţi, care condiţionează în mare măsură dezvoltarea procesului de priză, deoarece îndeplinesc acelaşi rol ca şi nisipul la întărirea betonului.

Proporţia acestora în clei este limitată, pe de o parte de considerente economice, iar pe de altă parte de considerente tehnice (rezistenţa încleierii). Se consideră că proporţia unui diluant este economică, dacă prin adăugarea lui, costul soluţiei de clei se reduce cu 40–50%, fără a influenţa însă rezistenţa încleierii.

Foarte important pentru desfăşurarea procesului de priză este obţinerea unei soluţii de clei omogene, care să permită realizarea unei pelicule continue şi cât mai subţiri, cu respectarea consumului minim necesar pe 1 m^2. Realizarea unei pelicule cât mai subţiri este recomandabilă şi pentru faptul că probabilitatea formării microfisurilor, în urma contracţiei peliculelor, se reduce considerabil.

Experimental s-a stabilit că rezistenţa încleierii nu depinde de cantitatea de clei, dacă soluţia de clei este aplicată uniform pe suprafeţe netede şi dacă presiunea exercitată este suficientă pentru realizarea unui contact intim între suprafeţele încleiate.

Influenţa factorului „lemn" asupra procesului de priză. În general, lemnul poate fi încleiat fără dificultăţi, cu oricare din tipurile de clei menţionate, dacă se iau măsurile necesare pentru pregătirea prealabilă a suprafeţelor şi condiţionarea lemnului la o anumită umiditate, deoarece viteza de difuziune a solventului din soluţia de clei depinde de umiditatea absolută a lemnului.

Folosirea unui lemn cu umiditate excesivă atrage după sine diluarea soluţiei de clei, precum şi scăderea viscozităţii acesteia în limite necontrolate. În aceste condiţii, rezultă o încleiere săracă şi o deformare a lemnului încleiat, iar durata de presare creşte considerabil.

Fenomene asemănătoare se produc şi în cazul unei uscări neuniforme a suprafeţei lemnului sau a folosirii unui material lemnos deformat din cauza unei uscări incomplete, neuniforme sau excesive.

În scopul obţinerii unei încleieri rezistente, este necesar ca limita de umiditate pentru materialul lemnos folosit să se stabilească în funcţie de caracteristicile cleiului. Ca regulă generală, pentru încleierea lemnului masiv se poate admite o umiditate maximă de 20%.

Pentru realizarea unei adeziuni corespunzătoare, este necesar ca soluţia de clei folosită să asigure umectarea suprafeţei lemnului. Totodată, suprafeţele care urmează să fie încleiate trebuie să fie proaspăt şi îngrijit prelucrate mecanic, desprăfuite şi eventual degresate.

Priza soluţiilor de clei este condiţionată şi de specia şi structura anatomică a lemnului. În general, speciile de răşinoase, care se utilizează frecvent pentru reali-

În scopul folosirii speciilor lemnoase foarte dense (foioase tari), este necesară o sablare puternică a suprafețelor, eventual o impregnare prealabilă a acestora cu soluție de clei cu adaos de 20% alcool metilic, iar presarea trebuie să se facă cu mult mai energic.

În procesul de priză lemnul poate interveni și prin temperatura lui. De regulă, lemnul are înainte de aplicarea soluției de clei temperatura mediului ambiant, adică 15...20°C. Uneori, este însă recomandabil ca lemnul să fie preîncălzit până la o temperatură de 45°C.

Influența factorului „mediu ambiant" asupra procesului de priză. În procesul de încleiere, „mediul ambiant" intervine prin temperatura, umiditatea relativă a aerului, presiunea parțială a vaporilor și viteza de circulație a aerului.

În general, temperatura recomandată pentru încleierea lemnului este de ≈ 20°C. Sub temperatură de 10°C, de regulă, nu se poate realiza încleierea lemnului, deoarece cleiul „îngheață"în contact cu suprafața lemnoasă.

Cleiurile sintetice cu întăritori sunt sensibile, în general, la creșteri de temperatură peste anumite limite și se pot întări înainte de vreme. Din acest motiv, durata de folosire, respectiv durata de depozitare a soluțiilor de rășini sintetice este condiționată de variațiile de temperatură ale mediului ambiant. Pentru cleiurile sintetice pe bază de fenol-formaldehidă fără întăritor, temperaturile mediului ambiant până la 100°C nu sunt critice. Temperatura de 70°C constituie pentru materialul lemnos un punct critic, deoarece duce la modificarea însușirilor sale elastice, fenomen care este accentuat în cazul unei umidități relative a aerului mai ridicate.

Influența umidității relative a aerului interior intervine atât în cazul condițiilor de depozitare a cleiului, mai ales când acesta se folosește sub formă de pulberi, cât și în tot cursul desfășurării procesului de încleiere, începând cu pregătirea soluției de clei, aplicarea acesteia și presarea pachetelor și terminând cu condiționarea pieselor încleiate.

După terminarea procesului de încleiere, o atenție deosebită trebuie acordată condiționării elementelor, pentru a aduce în echilibru umiditatea lemnului încleiat cu cea a mediului ambiant.

Procedee și utilaje pentru pregătirea și aplicarea soluțiilor de clei. Având în vedere că procedeele și utilajele pentru pregătirea soluțiilor de clei sunt diferite de cele pentru aplicarea lor, acestea se vor prezenta în mod separat.

Procedee și utilaje pentru pregătirea soluției de clei. În general, procedeele și utilajele folosite pentru pregătirea soluției de clei depind de natura și tipul cleiului.

Pregătirea soluțiilor de clei de origine naturală constă din: îmbibarea cleiului; dizolvarea în apă a principalului întăritor (de obicei oxidul de calciu); amestecarea componenților; maturarea soluției.

Îmbibarea cleiurilor de glutină, cazeină și albumină se realizează, de regulă, în vase de lemn, zinc, duraluminiu, cupru cositorit sau oțel smălțuit. Înainte de îmbibare, cazeina sau albumina trebuie măcinată până la granulația prescrisă în rețetă și trecută printr-o sită de 1 400–1 500 ochiuri/cm^2.

Stingerea și prepararea laptelui de var se fac în recipiente de oțel, iar amestecarea componenților și pregătirea soluției de clei se realizează, de obicei, în malaxoare compuse dintr-o baie metalică, prevăzută cu doi arbori cu palete, care se rotesc în sensuri și cu turații diferite, cu manta de încălzire-răcire și cu vană pentru

Maturarea soluţiilor de clei se realizează, de obicei, în butoaie de lemn sau în rezervoare metalice smălţuite.

Pregătirea soluţiilor de cleiuri sintetice se face, de regulă, în malaxoare de diferite capacităţi, prevăzute cu un agitator de diferite forme (planetară, elice, turbină etc.), cu turaţie de 40–60 rot/min, care să asigure o bună omogenizare şi o curăţire rapidă. Atât cuvele cât şi agitatoarele trebuie să fie confecţionate din oţel emailat, rezistent la acizi.

Soluţiile de întăritor se pregătesc în vase de oţel inoxidabil, sticlă, porţelan etc., care se pot prevedea şi cu un agitator cu elice pentru omogenizare.

Procedee şi utilaje pentru aplicarea soluţiilor de clei. Procedeele şi utilajele sau dispozitivele folosite pentru aplicarea soluţiilor de clei diferă în funcţie de forma şi tipul pieselor, mărimea suprafeţelor, felul operaţiei, consistenţa şi natura soluţiei de clei.

În general, aplicarea soluţiei de clei se poate face prin următoarele două procedee: manual sau mecanic.

Aplicarea manuală se foloseşte în cazul unor piese de dimensiuni şi suprafeţe reduse şi se poate realiza fie cu ajutorul unor perii, pensule sau dispozitive cu role (fig. 3.58), fie prin intermediul unor pulverizatoare cu duze concentrice (recomandate pentru aplicarea cleiurilor sintetice compuse din doi componenţi: răşină şi întăritor). Aplicarea manuală a soluţiilor de clei pe suprafeţe mari nu este economică şi nu asigură realizarea unei pelicule uniforme.

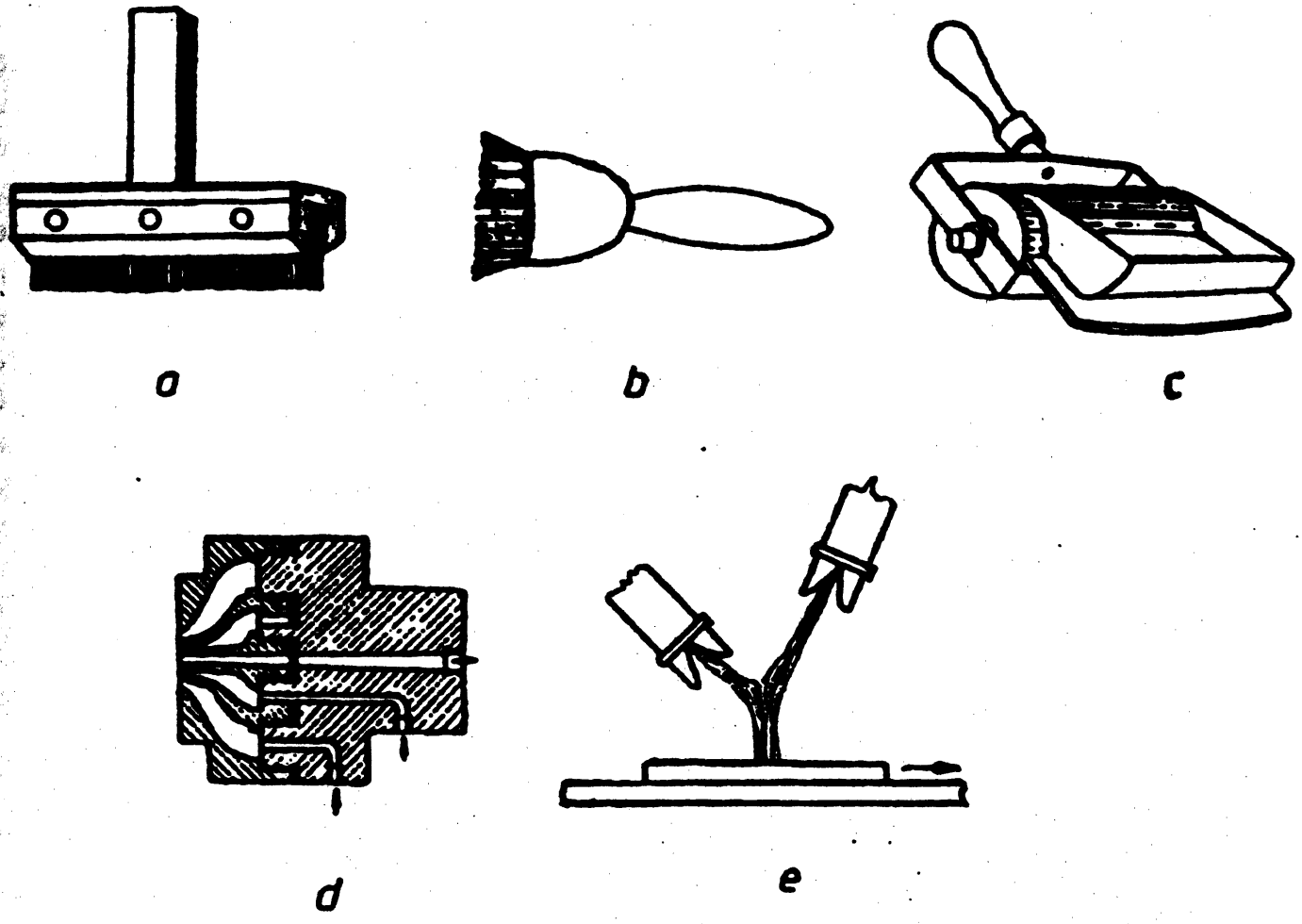


Fig. 3.58. Utilaje pentru aplicarea manuală a soluţiilor de clei:

Aplicarea mecanică se realizează, de obicei, prin intermediul unei maşini de aplicat, care asigură dozarea unei cantităţi bine stabilite şi într-o peliculă uniformă, indiferent de consistenţa soluţiei de clei. Cel mai simplu şi eficace procedeu de aplicat se obţine prin folosirea maşinilor cu cilindri, compuse din: cilindri de ungere, prevăzuţi cu manta canelată de cauciuc, cilindri de dozare, recipiente de soluţie de clei şi diferite mecanisme de reglare a distanţei dintre cilindri, de avans, de antrenare, cuplate cu cele de pornire şi oprire, montate pe un soclu rigid (fig. 3.59).

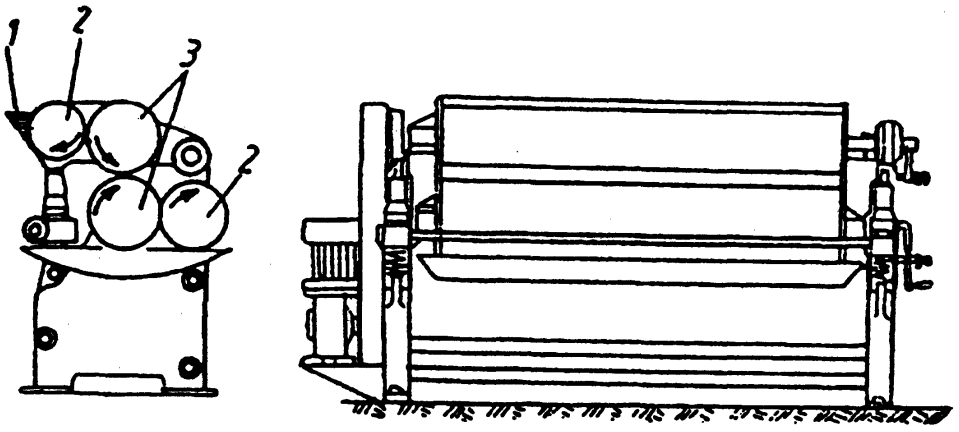


Fig. 3.59. Maşina de aplicat clei cu cilindri:
1-recipient cu soluţie de clei; *2*-cilindri de dozare; *3*-cilindri de ungere.

Cilindrii de dozare se realizează, de obicei, din oţel cromat dur, având suprafaţa netedă, cu diametru şi turaţie mai reduse decât ale cilindrilor de ungere. Recipientele au formă de cuvă, astfel realizate încât să asigure cufundarea unei treimi din diametrul cilindrilor de ungere.

Dispozitive şi utilaje de presare. Presarea pieselor încleiate se poate realiza mecanic, hidraulic şi pneumatic, în funcţie de mărimea pieselor, valoarea presiunii specifice şi de tipul operaţiei de încleiere. În cazul folosirii utilajelor de presare acţionate mecanic, nu poate fi asigurată realizarea unei presiuni sigure şi controlabile. Cel mai răspândit sistem de presare în industria lemnului este cel hidraulic, care permite realizarea unei game foarte largi de presiuni (de la 5 până la 350 daN/cm^2).

Presarea pieselor încleiate se poate face la rece sau la cald. Cel mai frecvent se utilizează presarea la rece, deoarece reclamă investiţii reduse şi permite folosirea unui material cu rugozitate şi umiditate mai mare, în schimb necesită o durată de presare şi de condiţionare mai lungă, precum şi un consum mai mare de clei. Presarea la cald reclamă investiţii de utilaj mai mari, umiditatea materialului mai redusă şi condiţii de execuţie mai îngrijite, însă permite realizarea unor încleieri mai rezistente, a unui consum mai redus de clei şi o durată de presare şi condiţionare mai scurtă.

Pentru realizarea elementelor de construcţii (liniare sau curbe) se utilizează, de regulă, presarea la rece, cu ajutorul unor dispozitive de tip presă cu şurub (fig. 3.60).

Defectele de încleiere şi remedierea lor. Defectele încleierii se pot datora mai multor cauze, dintre care cele mai importante sunt următoarele: pregătirea necorespunzătoare a suprafeţelor care urmează să fie încleiate; prepararea, depozitarea şi aplicarea necorespunzătoare a cleiului; nerespectarea limitelor de umiditate de temperatură a aerului; nerespectarea condiţiilor de presare şi condiţionare.

Pregătirea necorespunzătoare a suprafeţelor conduce la neuniformitatea

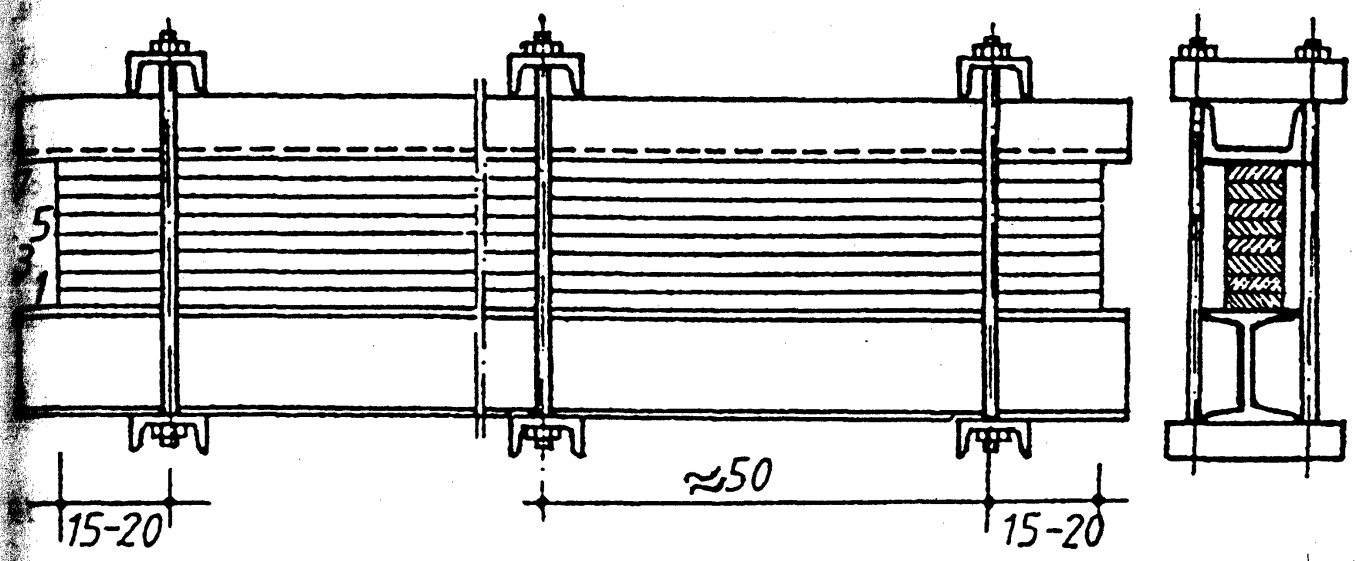


Fig. 3.60. Dispozitiv metalic pentru confecţionarea grinzilor încleiate.

În urma analizării defectelor de încleiere a lemnului masiv, indiferent de tipul de clei folosit, se constată, de regulă, ori lipsa continuităţii peliculei de clei, ori prezenţa unei pelicule foarte groase.

În primul caz, defectul se datorează unei cantităţi mult prea reduse de clei, fie din cauza unei pregătiri necorespunzătoare, ceea ce face ca cleiul să fie stors din peliculă, fie din cauza folosirii unor soluţii prea diluate.

În al doilea caz, defectul se datorează fie aplicării unei soluţii mult prea râscoase, fie pregătirii necorespunzătoare a suprafeţei lemnului sau datorită unor goluri prea mari.

Având în vedere cele de mai sus, caracterizarea defectelor de încleiere se poate face astfel:

– încleiere săracă, prin lipsa totală sau parţială a cleiului în pelicule (rosturi);

– încleiere în peliculă cu grosime mare şi neuniformă şi cu o rezistenţă scăzută (rezistenţa scăzută la acţiunea apei poate fi un indiciu că piesa nu a fost suficient condiţionată sau că s-a utilizat fie un clei necorespunzător, fie o reţetă greşită);

– încleiere „îngheţată", când peliculele de clei sunt continue şi vizibile.

Un alt defect important îl constituie băşicile de aer, care pot interveni mai ales în cazul tehnologiei de încleiere la cald. Prin încălzirea pachetului de materiale în presă, la temperaturi peste 100°C, apa existentă în soluţie şi în lamelele de lemn se transformă în vapori, care urmează să fie evacuaţi pe la margini, după reducerea presiunii.

În cazul încleierii la rece, formarea băşicilor de aer se datorează fie distribuţiei inegale a presiunii, fie lipsei de umectare de către soluţia de clei a suprafeţei sau prezenţei în materialul lemnos a pungilor de răşină, petelor de grăsimi., murdăriei etc.

Pentru eliminarea tuturor acestor defecte, care pot afecta considerabil calitatea încleierii, ducând în general la reducerea rezistenţei acesteia, se impune respectarea cu stricteţe a tuturor condiţiilor privind: pregătirea suprafeţelor şi conţinutul de umiditate a lamelelor: compoziţia, modul de pregătire, depozitarea şi aplicarea cleiului, precum şi cele cu privire la presarea pachetelor şi condiţionarea elementelor

Prevederi constructive privind realizarea îmbinărilor la elemente încleiate. Elementele de construcţii încleiate se realizează numai din lemn ecarisat (scânduri, dulapi, rigle etc.). Suprafeţele de încleiere trebuie să fie netede şi fără impurităţi. Alegerea categoriei de cherestea pentru realizarea elementelor încleiate se face în funcţie de destinaţia piesei, natura şi mărimea solicitării, conform STAS 857-83 (tabelul 3.19).

Dispunerea materialului lemnos de diferite categorii de calitate (I, II, III) pe înălţimea secţiunii transversale se face în funcţie de destinaţia elementelor încleiate şi în raport cu natura şi mărimea solicitării (fig. 3.61).

Tipurile de elemente încleiate din lemn folosite în construcţiile moderne pot fi foarte variate (grinzi drepte sau curbe, arce, cadre, ferme etc.).

Tabelul 3.19

Categoria pieselor de lemn utilizate la realizarea construcţiilor încleiate

Categoria de calitate a pieselor de lemn	Solicitarea şi destinaţia pieselor şi elementelor încleiate
I	Piese întinse la un efort unitar > 70% din rezistenţa admisibilă (de calcul), precum şi în zonele întinse ale pieselor încovoiate pe o înălţime de cel puţin 1/15 *h*
II	a) Zonele periferice ale pieselor comprimate şi ale celor încovoiate, exceptând zona întinsă. b) Piesele întinse, cu un efort unitar cel mult 70% din rezistenţa admisibilă (de calcul).
III	Zona din treimea mijlocie a secţiunii transversale a pieselor comprimate şi încovoiate.

Îmbinarea scândurilor şi dulapilor din piesele încleiate se poate face în trei moduri: cap la cap; pe suprafaţă teşită, cu înclinare de 1/10–1/20; în formă de dinţi (fig. 3.62).

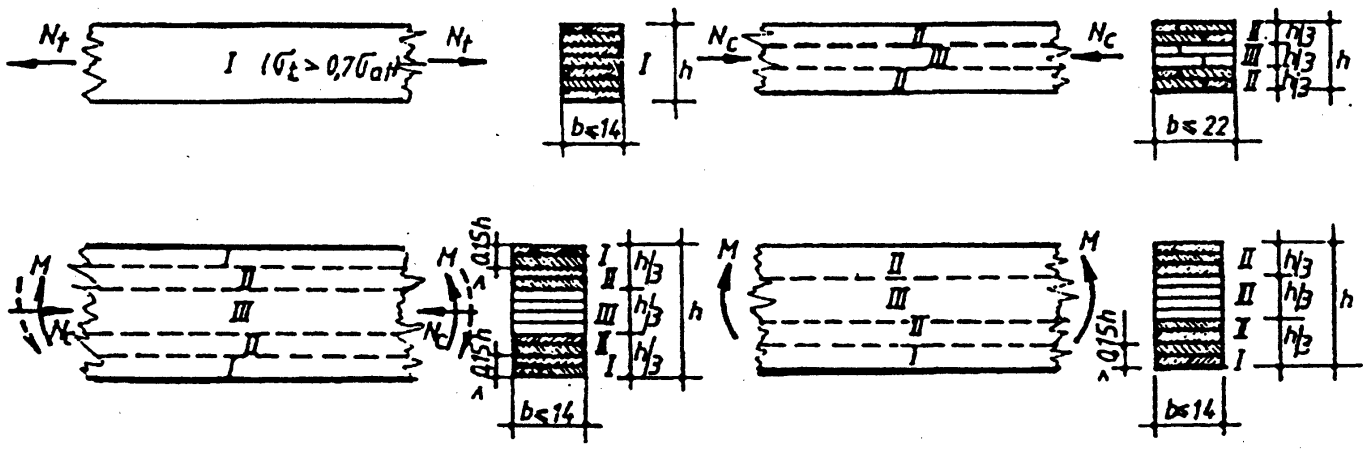


Fig. 3.61. Alcătuirea constructivă a elementelor încleiate şi dispunerea cherestelei de diferite categorii de

Îmbinările cap la cap se folosesc la elementele comprimate şi la elementele încovoiate, drepte sau curbe, în zona comprimată, precum şi în zona centrală slab solicitată.

Îmbinările pe suprafeţele teşite şi în dinţi-pană se folosesc la elementele întinse şi în zonele întinse, puternic solicitate, ale elementelor supuse la încovoiere, încovoiere cu compresiune sau la flambaj.

Îmbinările executate pe suprafeţele teşite permit realizarea pieselor întinse cu un efort capabil apropiat de cel al lemnului plin, în cazul în care lungimea suprafeţei teşite este de cel puţin 10 ori grosimea scândurii *a*; îmbinările cap la cap se comportă bine la solicitările de compresiune; îmbinările în formă de dinţi se pretează la executarea elementelor întinse.

Cercetările experimentale efectuate pe un număr mai mare de grinzi încleiate (cu 8, 11 şi 17 rânduri de scânduri), supuse la încovoiere, la care îmbinarea scându-

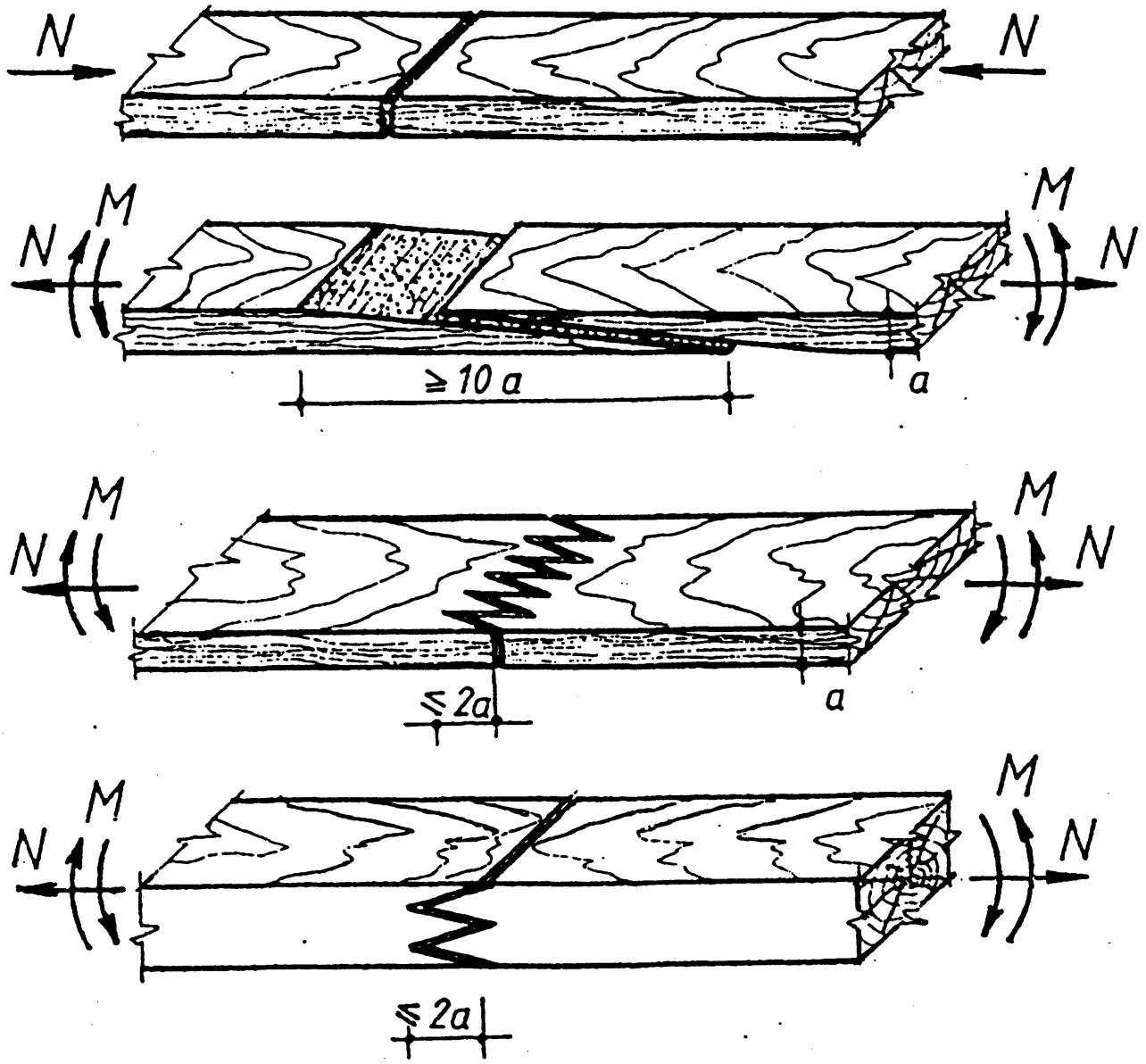


Fig. 3.62. Îmbinarea pieselor din cherestea în elemente şi structuri încleiate:
a-îmbinare cap la cap; *b*-îmbinare pe suprafeţele teşite; *c*-îmbinări în formă de dinţi.

rilor din zona întinsă s-a făcut în formă de dinţi-pană şi după suprafeţe teşite (1:5; 1:8;

nu prezintă diferenţe prea mari; îmbinarea în formă de dinţi prezintă însă avantajul unei lungimi de îmbinare mai reduse şi al unei siguranţe mai mari. Rezistenţele medii obţinute pe tipurile de grinzi încercate pentru cele două tipuri de îmbinări variază între 84 şi 97% din valoarea rezistenţelor obţinute pe epruvetele de control. Totodată, s-a constatat că în cazul îmbinărilor pe suprafeţele teşite cu înclinare de 1:20, se poate ajunge la 95% din rezistenţa obţinută pe epruvete de control.

Într-o singură secţiune transversală a elementului încleiat, numărul scândurilor (dulapilor) întrerupte nu trebuie să depăşească 1/4 din numărul total (fig. 3.63).

Lungimea minimă a scândurilor, dulapilor şi riglelor care se utilizează la confecţionarea elementelor încleiate trebuie să fie de 2,5 m, iar grosimea de maximum 50 mm. În cazul arcelor, grosimea scândurilor nu trebuie să fie > 1/300 din raza de curbură.

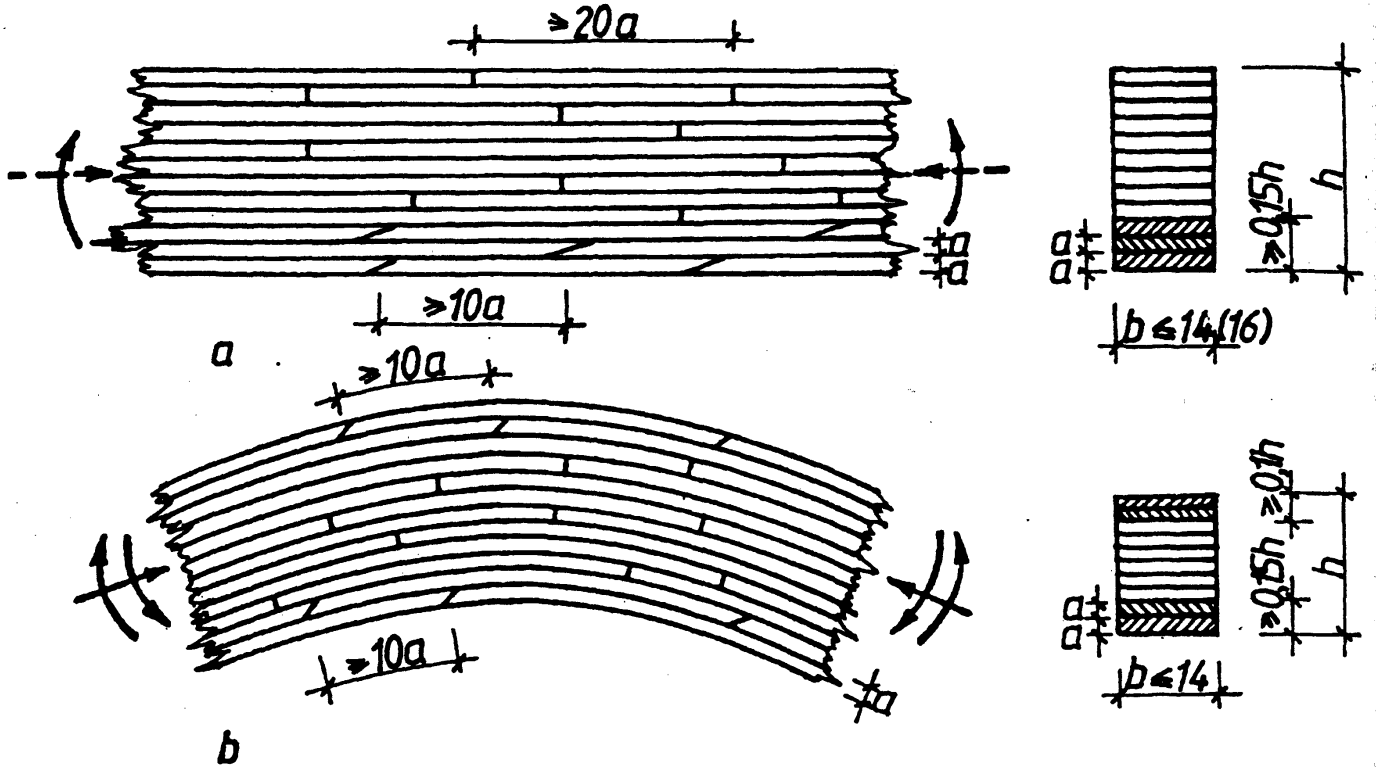


Fig. 3.63. Normele privind îmbinarea scândurilor pe înălţimea secţiunii transversale şi în lungul elementelr încovoiate:
a-la grinzi; *b*-la arce.

În general, îmbinarea pe suprafeţe teşite se utilizează pentru realizarea elementelor întinse sau în zonele întinse ale elementelor încovoiate şi, respectiv, comprimate-încovoiate pe o înălţime de 0,10–0,15 din înălţimea secţiunii transversale şi trebuie să cuprindă cel puţin două rânduri de scânduri sau dulapi (v. fig. 3.63, *a*).

În cazul elementelor curbe ale arcelor, se recomandă ca îmbinarea scândurilor în lungul elementului să se realizeze în formă de dinţi-pană sau pe suprafeţe teşite pe o adâncime de cel puţin 0,1 *h* în ambele zone marginale, iar restul îmbinărilor, cap la cap (v. fig. 3.63, *b*).

La grinzi, teşirea se face cu o pantă $a/l = 1/10$, iar la arce cu panta $a/l = 1/6$, a fiind grosimea scândurii, iar l – lungimea teşirii.

Distanţa dintre îmbinările cap la cap învecinate trebuie să fie de cel puţin 20 grosimi de scândură (20*a*), iar dintre axele îmbinărilor teşite, de minimum 10 grosimi

Lăţimea elementelor de lemn încleiate care se întretaie sub un unghi $\alpha = 90°$ nu trebuie să fie > 8 cm, când se foloseşte clei de cazeină, sau 10 cm, când se utilizează clei de fenol sau rezorcină-formaldehidă. În cazul unghiurilor $\alpha \leq 45°$, lăţimea elementelor încleiate poate fi de 12 sau de 15 cm, după natura cleiului utilizat (de cazeină sau pe bază de formaldehidă).

Calculul elementelor încleiate la care înnădirea scândurilor se realizează pe suprafeţe teşite, se face prin corectarea rezistenţelor admisibile (de calcul) cu coeficienţii de corecţie: $k = 0{,}9$ – pentru panta $a/l \geq 1/10$ şi $k = 0{,}8$, pentru panta $a/l < 1/10$.

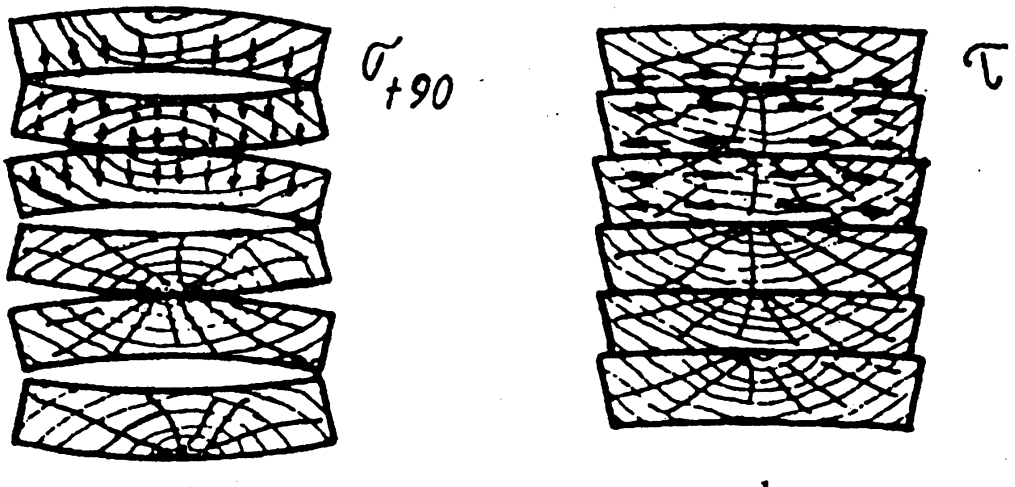
Particularităţile de execuţie a elementelor încleiate constau în aceea că realizarea lor se face, de regulă, în fabrici sau în ateliere specializate, înzestrate cu amenajări speciale pentru uscare şi condiţionarea lemnului şi cu utilajele necesare pentru prelucrarea lemnului, pregătirea soluţiilor de clei şi executarea lucărilor de încleiere, bazate pe o tehnologie de fabricaţie avansată.

Pentru ca lucrările de încleiere să poată fi realizate în condiţii optime, temperatura aerului din secţiile de încleiere şi de condiţionare trebuie să fie cât mai constantă şi de minimum 15 °C, iar umiditatea aerului să fie cât mai apropiată de umiditatea lemnului încleiat şi de cea a mediului de exploatare a construcţiei care urmează a fi realizată din elementele respective.

Lemnul folosit pentru realizarea elementelor de rezistenţă încleiate trebuie să fie de esenţă răşinoasă, având o umiditate de cel mult 18%. Speciile foioase se admit numai în cazul în care au fost luate măsurile de protecţie împotriva putrezirii şi cu un regim special de încleiere.

Cheresteaua folosită sub formă de scânduri sau dulapi nu trebuie să depăşească grosimea maximă admisă (de 5 cm, în cazul elementelor drepte şi 1/300 din raza de curbură, în cazul elementelor curbe).

În vederea reducerii tensiunilor interioare în rostul încleiat, îndeosebi ale celor care acţionează normal pe rost (fig. 3.64, *a*), datorită deformaţiilor de contragere, aşezarea scândurilor, dulapilor, în timpul efectuării operaţiilor de încleiere, trebuie făcută astfel încât inelele anuale să fie orientate în acelaşi sens (fig. 3.64, *b*).



a b

În cazul elementelor încleiate (grinzi, arce) cu lăţimea secţiunii transversale mai mare de 14 cm, în vederea reducerii tensiunilor interioare suplimentare în rosturile încleiate, se recomandă ca alăturarea acestora să se realizeze prin ţesere în lăţime şi în înălţimea scândurilor cu lăţime redusă (fig. 3.65).

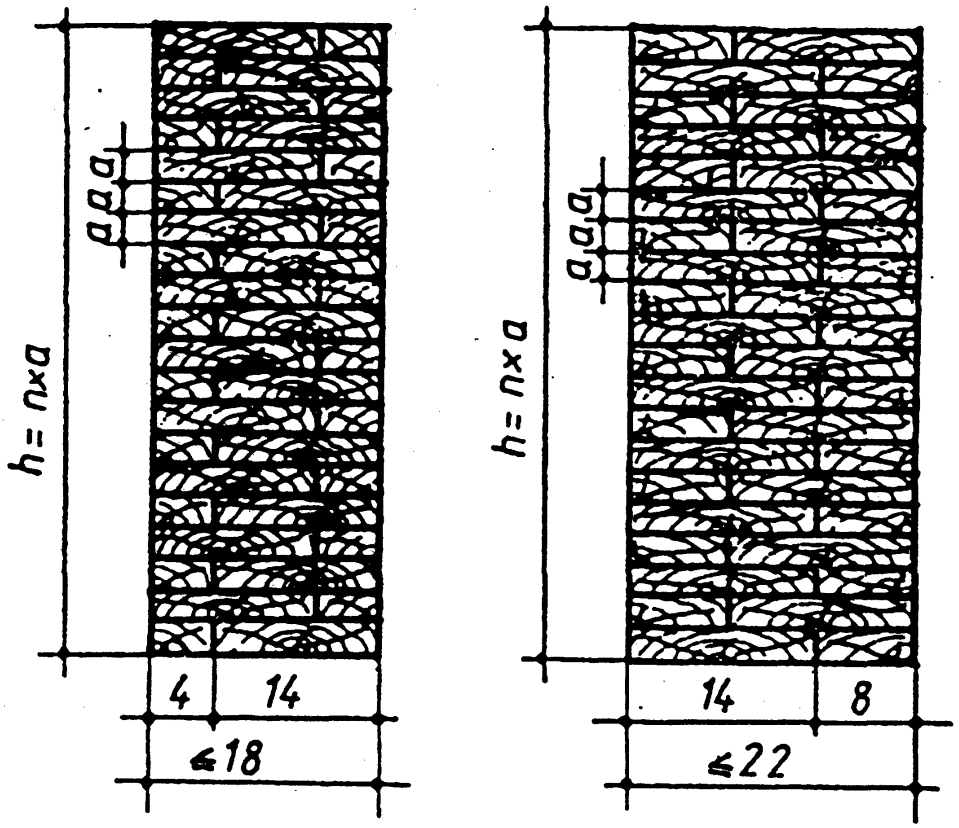


Fig. 3.65. Modul de ţesere în lăţime şi pe înălţime a pieselor în cazul elementelor încleiate cu lăţimea secţiunii transversale > 14 cm.

Suprafeţele încleiate trebuie date la rindea şi curăţate de praf, pete de ulei, lac etc., cu cel mult 12 h înainte de încleiere. După 5–10 min de la aplicarea cleiului pe suprafeţele pieselor, se trece la asamblarea şi presarea elementelor încleiate. Timpul de la începutul asamblării şi până la terminarea operaţiilor de introducere în presă trebuie să fie de cel puţin 5 min şi maximum de 20 min.

Presarea pieselor poate fi realizată, de la caz la caz, în prese speciale (pneumatice sau hidraulice), cu prese manuale (sub formă de jug), sau prin cuie de montaj dispuse la anumite distanţe între ele. Presiunea aplicată trebuie să asigure un contact cât mai perfect între piesele încleiate, pe toată lăţimea şi lungimea lor. Stabilirea presiunii optime necesare se face ţinând seama de înălţimea secţiunii, de grosimea scândurilor, de calitatea de prelucrare a feţelor etc. Pentru cazurile de încleiere obişnuită, realizate în condiţii obişnuite, trebuie să fie asigurată o presiune de ≈ 5–7 daN/cm^2.

Durata minimă de presare depinde de tipul cleiului, de temperatura încăperii şi tipul (forma) elementului. În cazul grinzilor drepte, această durată variază între 6 şi 10 h, iar în cazul elementelor curbe (cadre, arce etc.), între 16 şi 24 h.

Condiţionarea, prelucrarea sau transportul elementelor încleiate se face de asemenea după un anumit interval de timp (20–60 h) şi depinde de aceiaşi factori.

Un caz particular al îmbinărilor încleiate în noduri (cazul fermelor) îl constituie îmbinările cu şaibe metalice, care în ultimul timp au căpătat o răspândire destul de mare în realizarea construcţiilor de lemn executate în fabrică (fig. 3.66).

Prin şaibă se înţelege o plăcuţă (sau manşon) cu o gaură pentru bulon, dispusă, de regulă, central, încleiată de elementele de lemn sau placaj cu ajutorul unui adeziv rezistent la apă (de obicei pe bază de epoxid).

Efortul într-o asemenea îmbinare se transmite de la o piesă la alta prin inter-

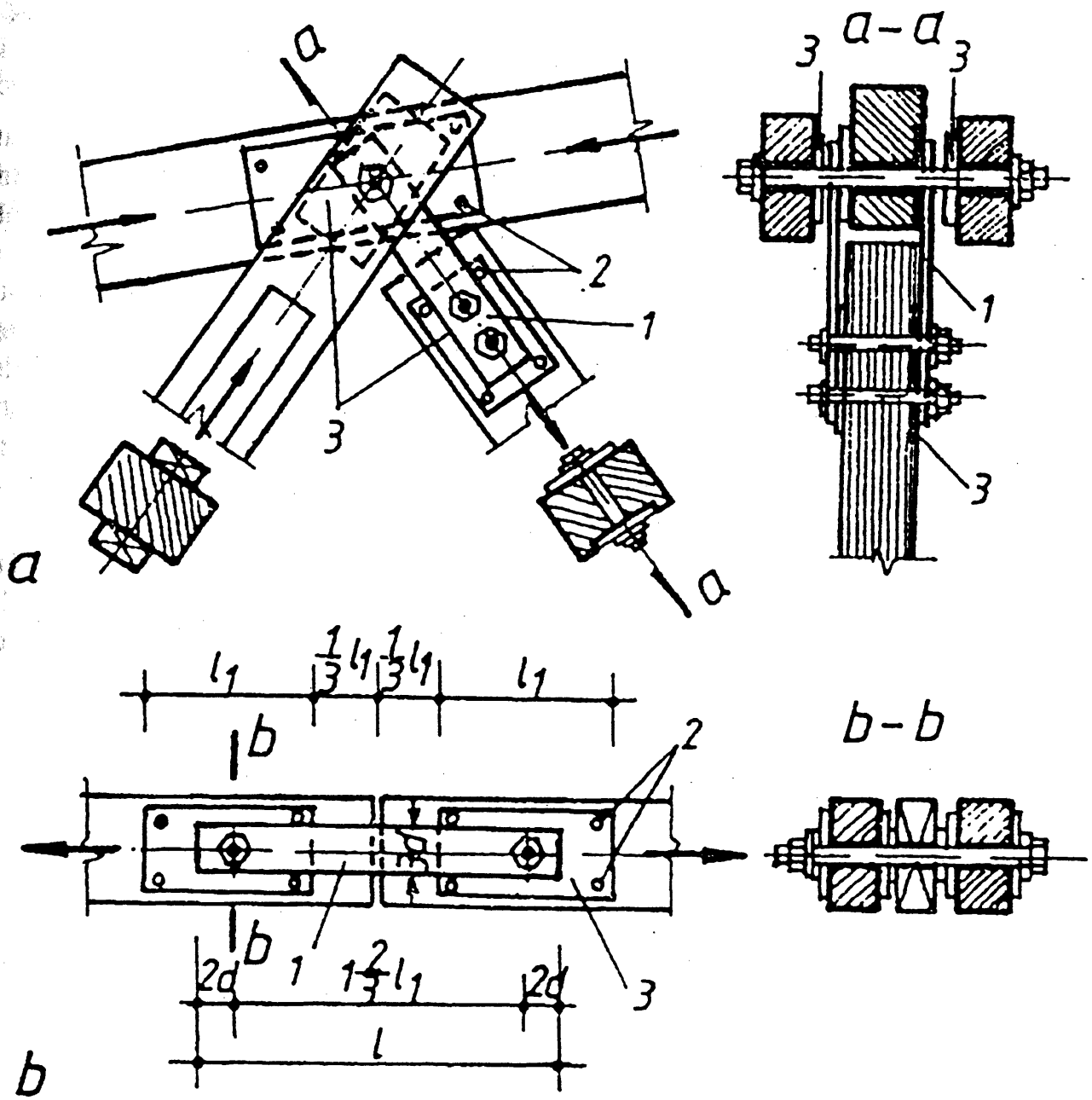


Fig. 3.66. Îmbinări cu şaibe metalice încleiate:
a-îmbinare de prelungire; *b*-îmbinare de nod;
1-eclise; *2*-şuruburi de lemn; *3*-şaibe (plăcuţe).

Pelicula de clei de sub şaibă lucrează la forfecare şi parţial la întindere normal pe rost (smulgere), motiv pentru care şaibele se prevăd la capete cu şuruburi de strângere (presare)

Calculul îmbinărilor cu şaibe încleiate se face din condiţia de forfecare a rostului încleiat.

Suprafaţa necesară pentru şaiba metalică se determină din condiţia ca:

$$A_{rost} \geq N / \tau_a\left(R_f^m\right),$$

în care: $\tau_a(R_f^m)$ este rezistenţa admisibilă (medie de calcul) la forfecare a lemnului şi se determină ţinând seama de unghiul pe care-l face direcţia forţei

3.5.7. PIESE ŞI ELEMENTE METALICE DE ÎMBINARE UTILIZATE ÎN CONSTRUCŢIILE DE LEMN

Date de bază. În construcţiile de lemn moderne, piesele metalice pot servi atât pentru realizarea unor elemente întinse ale formelor arcelor etc. (montanţi, diagonale, tălpi inferioare şi tiranţi), cât şi pentru asamblarea pieselor de lemn între ele (şuruburi, cuie etc.). Piesele metalice se utilizează în construcţiile de lemn, de asemenea şi la îmbinarea elementelor întinse, la asamblarea barelor cu secţiune compusă, precum şi la realizarea îmbinărilor în noduri sau ca piese de susţinere.

O parte dintre aceste elemente sau piese au un rol de rezistenţă şi deci dimensiunile lor rezultă din calcul, altele însă au rol constructiv (de siguranţă), astfel că dimensiunile lor se stabilesc pe baza respectării unor cerinţe de ordin constructiv, reglementate prin STAS 856–71.

Date constructive şi elemente de calcul. Piesele metalice utilizate în construcţiile de lemn pot să apară sub formă de platbande, tiranţi, zbanţuri, buloane, cuie, şuruburi etc., care servesc atât pentru realizarea elementelor întinse a fermelor, arcelor etc., montanţi, tălpi inferioare, tiranţi, cât şi pentru asamblarea pieselor din lemn între ele.

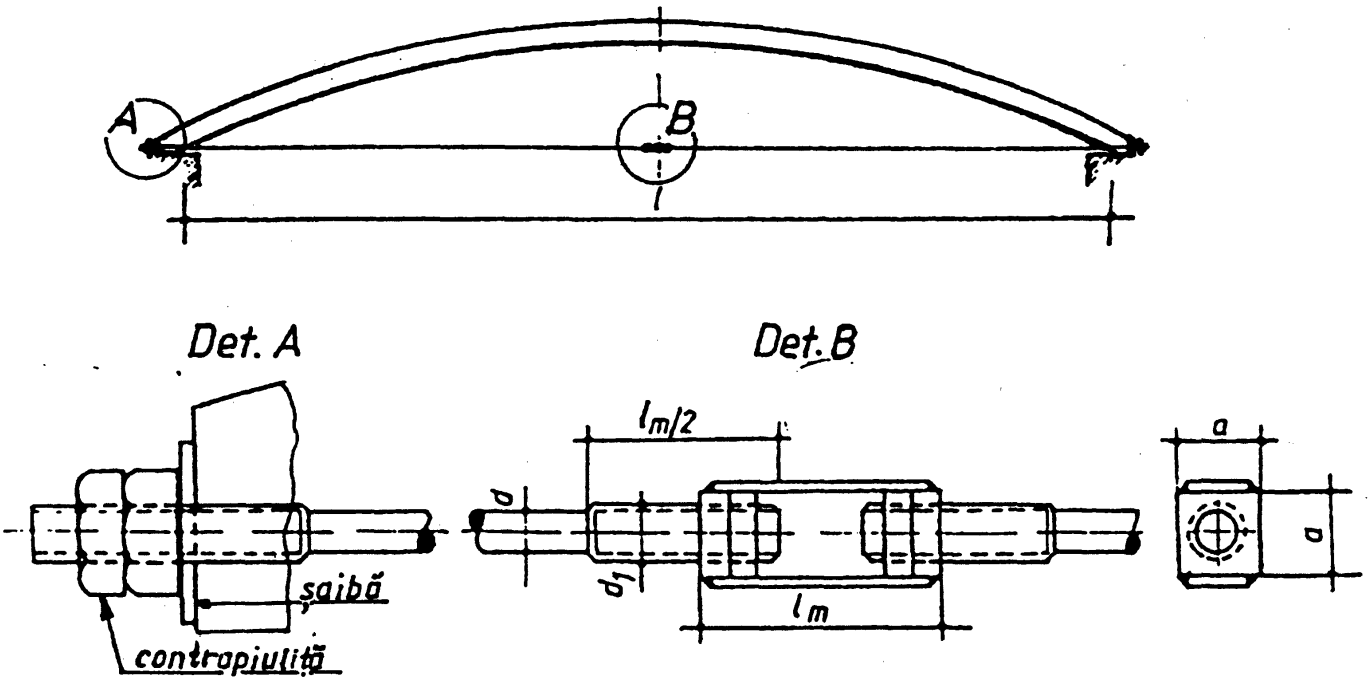


Fig. 3.67. Tiranţi de oţel rotund cu manşon special de strângere.

În ceea ce priveşte utilizarea pieselor metalice în construcţiile de lemn, o atenţie deosebită trebuie acordată realizării tiranţilor şi tălpilor inferioare ale arcelor şi fermelor din lemn, precum şi buloanelor de ancoraj sau dispozitivelor de susţinere solicitate puternic la întindere.

Întinderea tiranţilor se realizează prin strângerea piuliţelor prevăzute, de obicei, la ambele capete (fig. 3.67). Când însă capetele tirantilor nu sunt accesibile în

introducerea unui manşon de strâns cu filet stânga–dreapta, confecţionat din două piuliţe – una cu filet stânga şi alta cu filet dreapta – sudate între ele cu două platbande (eclise) de oţel (fig. 3.67, detaliul *b*).

Pentru înlăturarea pericolului de deşurubare a piuliţelor de la extremităţile şuruburilor (buloanelor) şi tiranţilor se prevăd, de obicei, contrapiuliţe. Sudarea sau prestarea filetului nu este indicată, deoarece prin aceasta strângerea sau desfacerea ulterioară a piuliţelor devine imposibilă.

În vederea reducerii consumului de metal, în special la tiranţi lungi şi cu diametrul > 20 mm, se recomandă ca porţiunea filetată să fie îngroşată prin forjare, astfel încât secţiunea netă din porţiunea filetată să devină aproximativ egală cu cea a tirantului.

Pentru a mări suprafaţa de strivire dintre piuliţă şi lemn, la capetele tiranţilor şi buloanelor se aşază câte o şaibă. Suprafaţa şaibei se stabileşte astfel încât o eventuală suprasolicitare a tijei bulonului sau a tirantului să ducă la atingerea rezistenţei de strivire a lemnului şi nu a rezistenţei de curgere în oţel, deoarece în acest caz pericolul nu poate fi prea mare.

Dimensiunile minime ale pieselor metalice utilizate în construcţiile de lemn se stabilesc luând în consideraţie şi acţiunea corosivă pe care o au în timp agenţii atmosferici asupra oţelului. Din acest motiv, se impune ca diametrul minim al pieselor rotunde să fie de 12 mm, iar în cazul pieselor confecţionate din oţel lat, grosimea minimă să fie de 6 mm.

În cazul în care pentru transmiterea efortului de întindere se utilizează doi sau mai mulţi tiranţi, trebuie să se ţină seama de posibilitatea suprasolicitării unuia dintre tiranţi, prin introducerea în calcul a coeficientului de corecţie k_a. Pentru cazurile frecvente, când tiranţii se execută din 2 sau 3 bucăţi, $k_a = 0{,}8$.

Calculul tiranţilor şi şuruburilor (buloanelor) se face la efortul de întindere N_t cu relaţia:

$$\sigma = N_t / A_n \leq k_a \sigma_{at}\left(R_t\right), \tag{3.56}$$

în care: A_n este secţiunea netă a tirantului sau a şurubului (în zona filetată);

k_a – coeficientul de distribuţie a efortului de întindere între tiranţi;
$k_a = 1{,}0$ în cazul tiranţilor executaţi dintr-o singură bară;
$k_a = 0{,}8$ în cazul tiranţilor din două sau mai multe bare;

$\sigma_{at}\,(R_t)$ – rezistenţa admisibilă la întindere pentru tiranţi şi şuruburi de oţel (STAS 763-71) sau de calcul ($R_t = \sigma_a$).

Scoabele din oţel rotund (sau pătrat) de 10–18 mm se utilizează în construcţiile de lemn pentru îmbinarea pieselor de lemn, în special la construcţii cu caracter provizoriu, realizate din lemn rotund (fig. 3.68). Utilizarea scoabelor ca mijloc de îmbinare nu este indicată în cazul elementelor de construcţii executate din scânduri sau din dulapi, deoarece în mod obişnuit ele se introduc în piesele de îmbinat prin

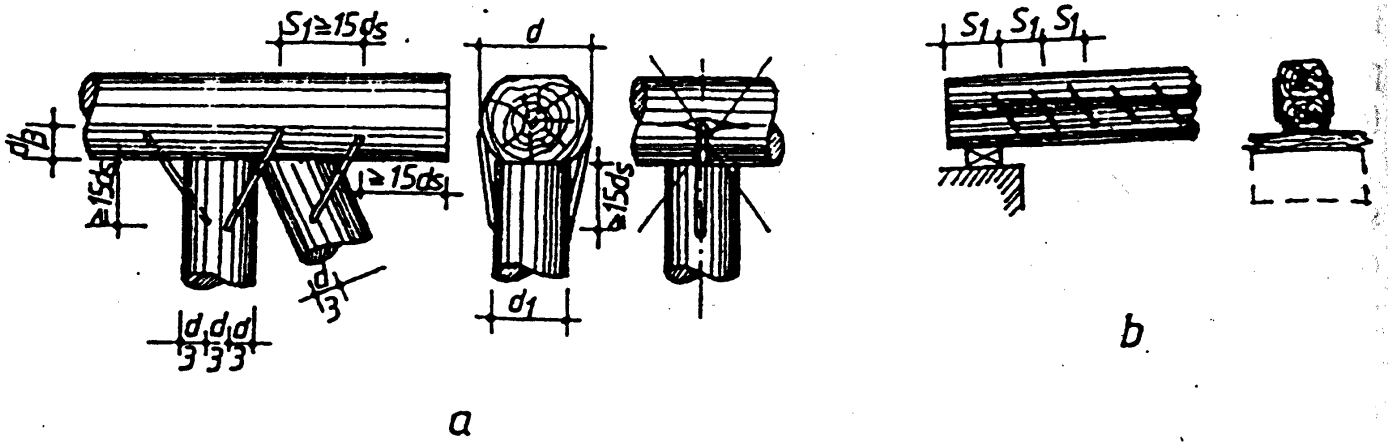


Fig. 3.68. Îmbinări cu scoabe. Date constructive:
a – caracteristici geometrice; *b* – reguli de dispunere în îmbinare.

Efortul admisibil (de calcul) al unei scoabe, în cazul introducerii prin batere, când lungimea de încastrare $a = 6–7\ d_s$, poate fi considerat egal cu efortul admisibil (de calcul) al unui bulon sau dorn de oţel cu acelaşi diametru.

Pentru realizarea îmbinărilor, în construcţiile de lemn se mai utilizează şi juguri metalice, îndeosebi la executarea îmbinărilor în noduri (fig. 3.69). Forma jugurilor este determinată, în general, de natura îmbinării. În mod obişnuit, jugurile au rol de transmitere a eforturilor în îmbinări (fig. 3.69, *a*), sau de susţinere (fig. 3.69, *b*).

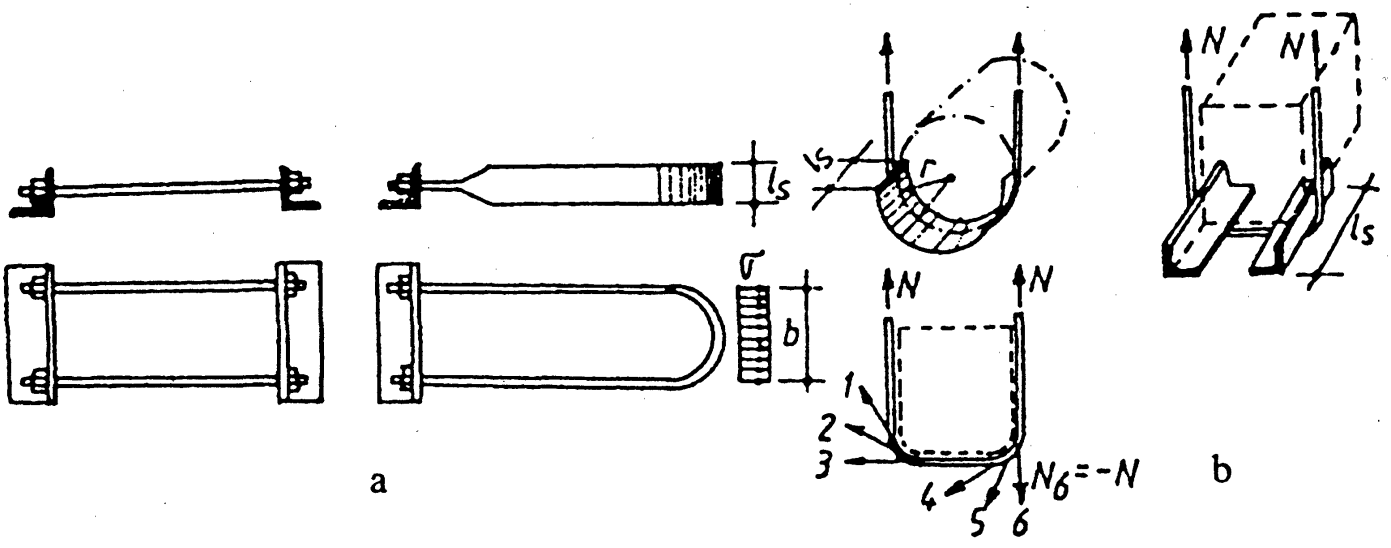


Fig. 3.69. Juguri şi zbanţuri din oţel.

În cazul jugurilor de susţinere executate din oţel rotund, se impune utilizarea unor şaibe de oţel lat sau cornier (v. fig. 3.69, *b*), pentru mărirea ariei de strivire.

Calculul jugurilor curbe se face considerându-se eforturile de strivire σ_s, uniform distribuite pe suprafaţa diametrală ($2N = 2r \cdot l_s \sigma_{as}$).

În cazul construcţiilor moderne din lemn realizate din bare drepte, în vederea simplificării montajului şi reducerii înălţimii construcţiei, îmbinarea barelor în noduri se execută, de asemenea, utilizând piese metalice de diferite forme şi tipuri (fig. 3.70

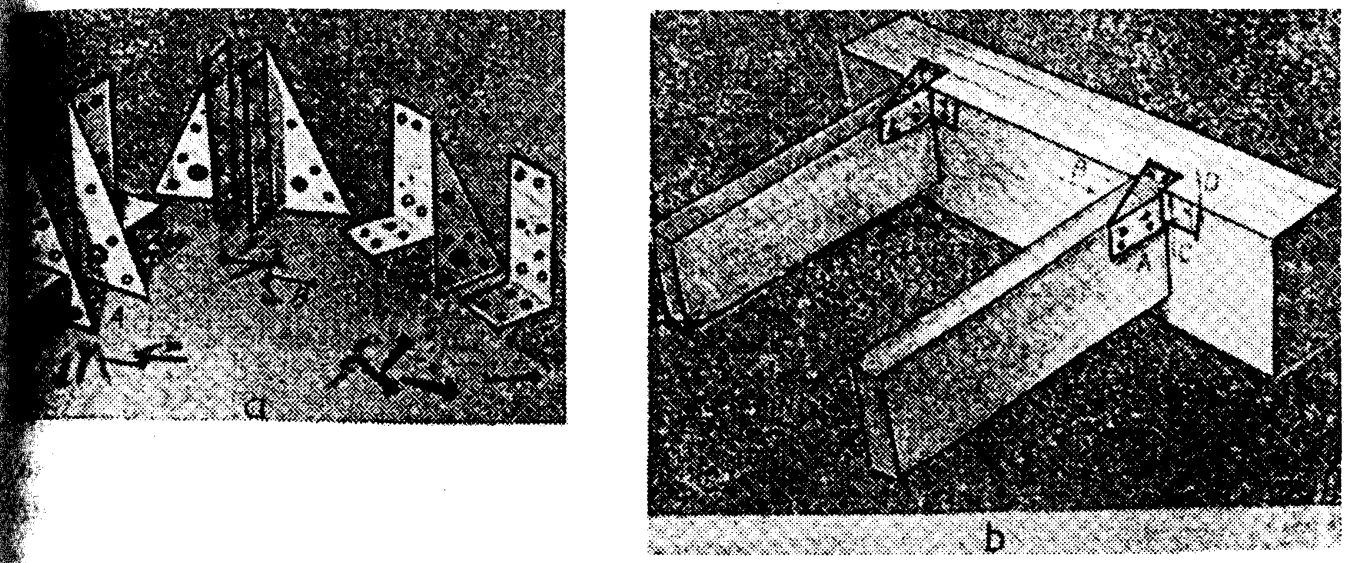


Fig. 3.70. Diferite tipuri de piese metalice speciale folosite pentru îmbinarea grinzilor la intersecţii.

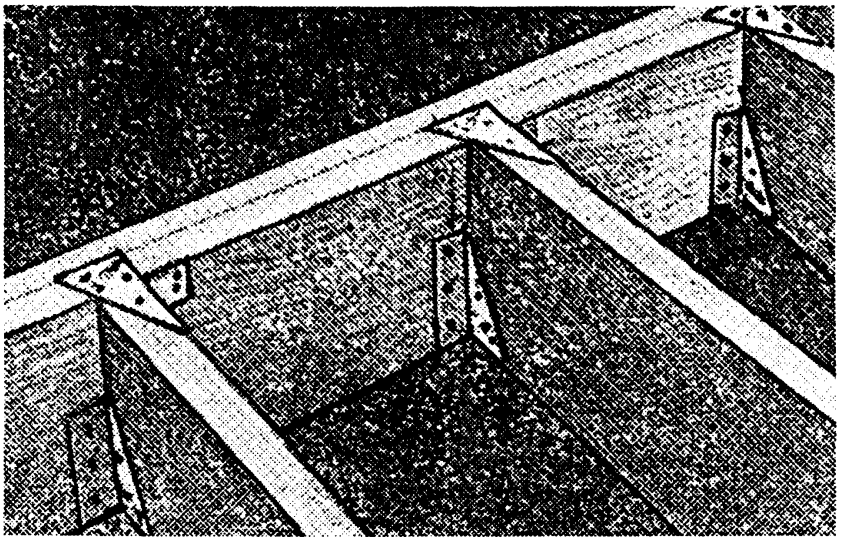


Fig. 3.71. Îmbinarea grinzilor cu ajutorul pieselor metalice speciale.

3.6. COMPORTAREA ŞI CALCULUL ELEMENTELOR DIN LEMN CU SECŢIUNE COMPUSĂ

3.6.1. DATE GENERALE

Din cauza sortimentului lemnos limitat, deseori în execuţia construcţiilor de lemn se ajunge la necesitatea realizării barelor cu secţiune compusă, alcătuite din două sau mai multe elemente (scânduri, dulapi, rigle, grinzi) suprapuse şi solidarizate între ele prin diferite procedee de îmbinare.

În construcţiile de lemn se realizează în mod frecvent elemente cu secţiune compusă, solicitate: la încovoiere (grinzi solidarizate, cu pene etc.); la compresiune (tălpile şi diagonalele fermelor); la compresiune cu încovoiere (stâlpi, arce, cadre, tălpile superioare ale fermelor cu încărcări locale între noduri etc.).

Din cauza neajunsului comun tuturor elementelor de îmbinare folosite pentru solidarizare (cu excepția cleiului), și anume acela de a se deforma (ceda) în timp sub acțiunea solicitării la care sunt supuse, barele cu secțiune compusă se caracterizează în general printr-o rigiditate mai redusă. Cedarea legăturilor conduce, de obicei, la înrăutățirea comportării unei bare cu secțiune compusă în comparație cu o bară cu secțiune simplă.

În baza celor arătate mai sus, la calculul barelor cu secțiune compusă din lemn trebuie să se țină seama de reducerea rigidității în urma cedării legăturilor, constituind astfel o particularitate specifică a acestora.

Stabilirea metodei practice de calcul pentru barele cu secțiune compusă se poate face analizând particularitățile și modul de comportare a barelor cu secțiune compusă, solidarizate prin intermediul unor legături perfect rigide *R*, flexibile *F* și fără legături *O*, având aceeași deschidere, secțiune transversală și încărcare (fig. 3.72).

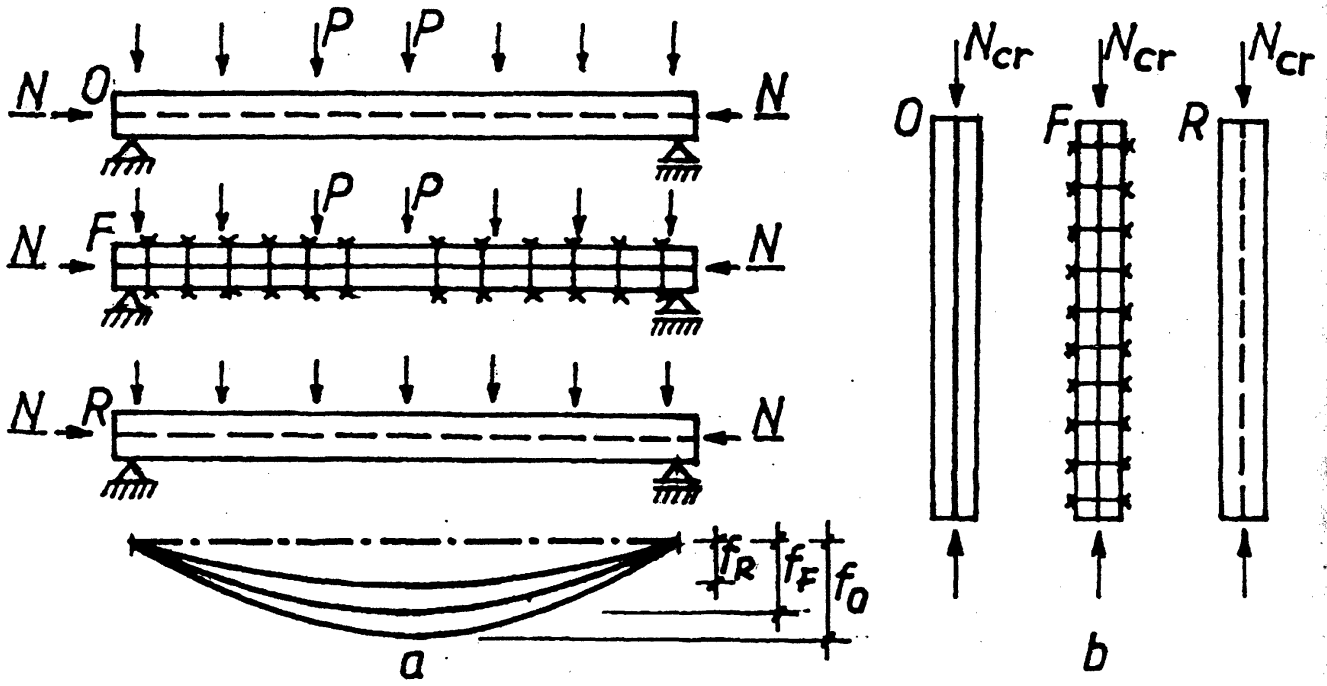


Fig. 3.72. Bare cu secțiune compusă solidarizate cu legături rigide *R*, flexibile *F* și fără legături *O*.

La bara *R*, eforturile de alunecare din încovoiere sunt preluate în întregime de rostul încleiat. Îmbinările încleiate fiind rigide, bara se comportă ca o bară cu o secțiune simplă (monolită), având un moment de inerție I_R, un modul de rezistență W_R și o săgeată f_R (determinate în mod obișnuit).

La bara *O*, la care legăturile lipsesc cu desăvârșire, momentul de inerție I_0 al barei este egal, în acest caz, cu suma momentelor de inerție ale elementelor componente I_1 ($I_0 = \Sigma I_1 = 2I_1$), respectiv modulul de rezistență al barei $W_0 = \Sigma W_1 = 2W_1$. Săgeata f_0 a barei se determină, în mod obișnuit, pentru un moment de inerție $I_0 = 2I_1$. Efortul de alunecare din rost este egal cu zero ($T_0 = 0$), neexistând legături.

În cazul barei *F*, efortul de alunecare este preluat de legăturile flexibile (tije cilindrice, pene etc.), care cedează în timp sub acțiunea încărcărilor. După modul de comportare, bara *F* se situează între bara *R* și *O*. Săgeata barei *F* va fi, de regulă, mai

Astfel, momentul de inerţie I_F şi modulul de rezistenţă W_F vor fi mai mici decât şi respectiv W_R, dar mai mari decât I_0 şi W_0:

$$I_R > I_F > I_0;\ W_R > W_F > W_0.$$

Efortul de alunecare într-o bară cu legături flexibile se reduce, în general, la lculul unei bare cu secţiune simplă sau cu legături rigide, prin introducerea în calcul mărimilor I_{calc}, W_{calc}, T_{calc} (moment de inerţie de calcul, modul de rezistenţă de lcul şi efort de alunecare de calcul), care se determină cu relaţiile:

$$I_{calc} = I_F = k_i I_R; \tag{3.57}$$

$$W_{calc} = W_F = k_w W_R; \tag{3.58}$$

$$T_{calc} = T_F = k_t T_R, \tag{3.59}$$

care: k_i, k_w şi k_t sunt coeficienţi de echivalenţă, având valori cuprinse între 1 şi $\Sigma I_1/I_R$ pentru k_i, între 1 şi W_1/W_R pentru k_w şi între 1 şi 0 pentru k_t (tabelul 3.20)

Tabelul 3.20

Coeficienţii de corecţie k_w şi k_i

Tipul legăturii	Coeficientul	Nr. elementelor componente	Valorile lui k_w şi k_i pentru deschideri în m			
			2	4	6	9
a) Legături de toate tipurile cu excepţia celor de la punctul b	k_w	2	0,70	0,85	0,90	0,90
		3	0,60	0,80	0,85	0,90
	k_i	2	0,45	0,65	0,75	0,80
		3	0,25	0,50	0,60	0,70
b) Tije de toate tipurile	k_w	2	0,55	0,75	0,85	0,90
		3	0,40	0,70	0,80	0,85
	k_i	2	0,30	0,50	0,65	0,75
		3	0,15	0,35	0,50	0,65

În cazul barelor cu secţiune compusă, cu legături flexibile, solicitate la covoiere (fig. 3.72, *a*), săgeata f se determină pentru momentul de inerţie de calcul $I_F = k_i I_R$) sau cu relaţia:

$$f_{calc} = f_F = f_R\left(1/k_i\right), \tag{3.60}$$

care f_R este săgeata calculată pentru o secţiune plină (rigidă).

de asemenea la calculul unor bare cu secţiune simplă, cu deosebire că în acest caz se introduce, în locul coeficientului de subţirime obişnuit, un coeficient de subţirime echivalent λ_F, care se determină cu relaţia:

$$\lambda_F = \frac{f}{\sqrt{I_F / A}} = \frac{f}{\sqrt{I_R k_i / A}} = \frac{f}{i_R \sqrt{k_i}} = \lambda_R \frac{1}{\sqrt{k_i}} \leq \mu \lambda_R , \tag{3.61}$$

în care μ este un coeficient de sporire a gradului de subţirime a barei cu secţiune compusă.

În cazul barelor cu legături flexibile, coeficientul μ este întotdeauna supraunitar, spre deosebire de cazul barelor cu legături rigide (încleiate), unde coeficienţii k_i şi μ devin egali cu unitatea, ceea ce conduce la concluzia că în cazul barelor încleiate $\lambda_F = \lambda_R$.

În baza celor arătate mai sus, calculul barelor cu secţiune compusă se reduce, în toate cazurile, la determinarea valorilor de calcul pentru momentul de inerţie I_F, modulul de rezistenţă W_F, coeficientul de subţirime λ_F etc.

3.6.2. GRINZI CU SECŢIUNE COMPUSĂ SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE

Grinzile cu secţiune compusă, solicitate la încovoiere, se pot realiza sub formă de grinzi din două sau mai multe elemente suprapuse solidarizate între ele cu pene prismatice, pene lamelare (plăcuţe) sau cu cloţuri, când între elemente se lasă un interspaţiu S_0.

Calculul grinzilor cu secţiune compusă, solicitate la încovoiere, constă, ca şi în cazul grinzilor obişnuite, în verificarea efortului unitar normal sau determinarea modulului de rezistenţă necesar W_{nec} şi în verificarea rigidităţii (săgeţii) grinzii cu legături flexibile f_F. Se impune de asemenea determinarea numărului de legături uniform distribuite pe lungimea grinzii, necesare pentru preluarea efortului de lunecare T_f.

Calculul de rezistenţă al grinzilor cu secţiune compusă solicitate la încovoiere se face cu formula:

$$\sigma = M / W_F = M / k_w W_n \leq \sigma_{ai}\left(R_i\right), \tag{3.62}$$

în care: W_F este modulul de rezistenţă echivalent al secţiunii care se obţine prin corectarea modulului de rezistenţă al întregii secţiuni W_n cu un coeficient de echivalenţă k_w;

k_w – coeficientul de reducere care ţine seama de deformabilitatea îmbinărilor şi care se ia:
$k_w = 0{,}9$ sau $0{,}8$ pentru grinzi compuse din două, respectiv din trei elemente îmbinate cu pene prismatice sau pene inelare elastice.

Verificarea rigidităţii (săgeţii) grinzilor cu secţiune compusă, cu legături flexibile (care cedează), se face prin introducerea momentului de inerţie echivalent I_F ce se obţine prin reducerea momentului de inerţie brut al întregii secţiuni cu

Valoarea coeficienţilor de echivalenţă k_w şi k_i este dată în tabelul 3.20, pentru grinzile cu secţiuni compuse din elemente identice şi solidarizate cu diferite tipuri de legături.

Grinzile cu secţiune compusă solidarizate cu legături flexibile se realizează, de regulă, cu o contrasăgeată. Stabilirea contrasăgeţii grinzilor cu secţiune compusă f_c se face astfel încât axa grinzii sub acţiunea încărcărilor normale sau de calcul să devină orizontală.

Relaţia contrasăgeţii este:

$$f_c = l\delta n_r / 2h_0, \tag{3.63}$$

în care: l este deschiderea, în cm;

n_r – numărul rosturilor de alunecare;

h_0 – distanţa dintre axa elementelor marginale care compun secţiunea transversală, în cm;

δ – deformaţia de calcul a legăturilor din rostul grinzii, şi se ia:
$\delta = 0{,}2$ cm pentru tijele de toate categoriile;
$\delta = 0{,}3$ cm pentru penele de toate tipurile.

Determinarea numărului de legături uniform distribuite pe lungimea grinzii cu secţiune compusă se face ţinând seama de gradul de cedare a legăturilor de solidarizare. Din cauza cedării elementelor de îmbinare, diagrama eforturilor în legături (în lungul grinzii) nu urmăreşte diagrama forţelor tăietoare. Forma diagramei reale poate fi destul de exact prezentată sub forma unei cosinusoide (fig. 3.73).

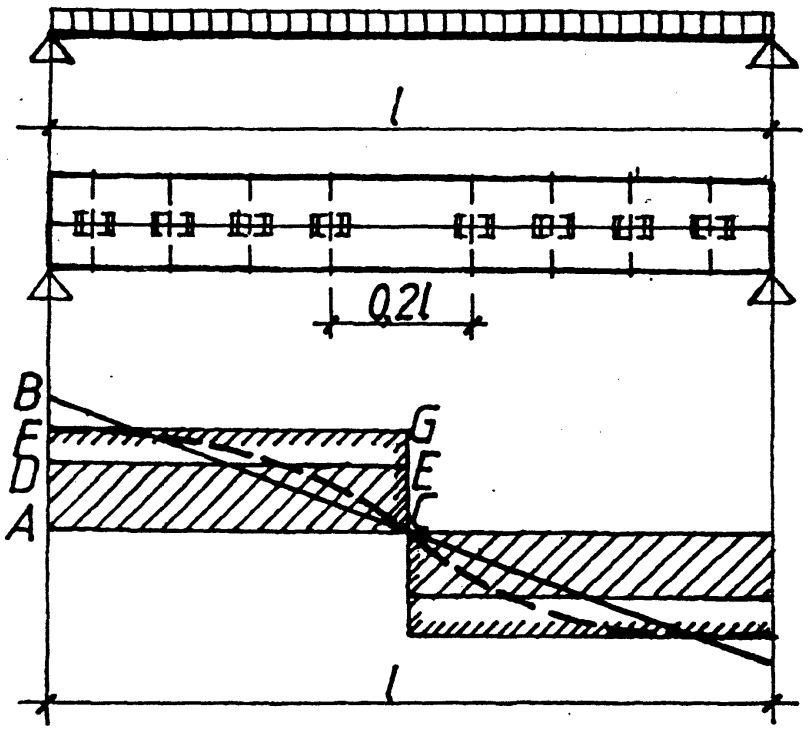


Fig. 3.73. Diagrama de calcul *AFGC a* eforturilor de lunecare pentru grinzi cu secţiune compusă solidarizate cu legături flexibile.

La calculul numărului de legături trebuie să fie îndeplinite următoarele condiţii:

– numărul legăturilor dispuse uniform pe $l/2$ trebuie să fie suficient pentru preluarea rezultantei efortului de alunecare corespunzător:

$$L_{(l/2)} = \int_0^{l/2} \frac{TS_{br}}{I_{br}}\, dx = \frac{S_{br}}{I_{br}} \int_0^{l/2} T dx = \frac{MS_{br}}{I_{br}}. \tag{3.64}$$

– legăturile montate în porţiunea din apropierea reazemelor grinzii nu trebuie

Pentru îndeplinirea primei condiţii, este necesar ca:

$$n_{leg} \geq L_{(l/2)} / T_{leg}, \tag{3.65}$$

unde T_{leg} este efortul admisibil sau de calcul al unei legături.

În cazul acesta, legăturile de la reazem sunt supraîncărcate, deoarece ordonata *AD* (diagrama *ADEC*) reprezintă numai jumătate din ordonata *AB* (diagrama triunghiulară *ABC*), care corespund grinzilor cu legături rigide.

În realitate, supraîncărcarea nu va fi de 100%, deoarece prin cedarea legăturilor distribuţia eforturilor, pe lungimea grinzii, urmăreşte cosinusoida *AFC*, a cărei ordonată $AF > AD$, dar $AF < AB$.

În concluzie, pentru satisfacerea celei de a doua condiţii impuse, numărul legăturilor efectiv montate pe jumătate din lungimea grinzii trebuie să se determine luând în consideraţie aria dreptunghiului *AFGC*.

Având în vedere că aria dreptunghiului *AFGC* ($AF \cdot l/2$) este aproximativ de 1,5 ori mai mare decât aria cosinusoidei ($AF \cdot l/\pi = AF \cdot l/3$), numărul legăturilor care trebuie să fie dispuse uniform pe jumătate din deschiderea grinzii se determină cu relaţia:

$$n_{leg} = 1{,}5\frac{MS_{br}}{I_{br}T_{leg}} = \frac{1{,}5L_{(l/2)}}{T_{leg}}. \tag{3.66}$$

3.6.3. ELEMENTE CU SECŢIUNE COMPUSĂ SOLICITATE LA COMPRESIUNE AXIALĂ

După modelul de alcătuire, elementele cu secţiune compusă întâlnite în practică se pot împărţi în următoarele 5 categorii:

– elemente pachet (fig. 3.74, *a*), la care toate elementele sunt acţionate la extremităţi;

– elemente cu eclise lungi (fig. 3.74, *b*; *c*), la care numai elementele principale sunt legate de structura de rezistenţă, fiind acţionate la extremităţi;

– elemente cu fururi scurte (fig. 3.74, *d*), la care elementele principale sunt aşezate la oarecare distanţă unele faţă de altele şi asamblate între ele cu fururi scurte şi izolate;

– elemente cu zăbrele (fig. 3.74, *e*);

– elemente cu inima plină (fig. 3.74, *f*), la care elementele principale sunt asamblate între ele prin intermediul unui perete format din două straturi de scânduri bătute în cuie.

Calculul elementelor cu secţiune compusă solicitate la compresiune cu flambaj se face atât după axa materială *x–x*, cât şi după axa *y–y* şi constă în determinarea

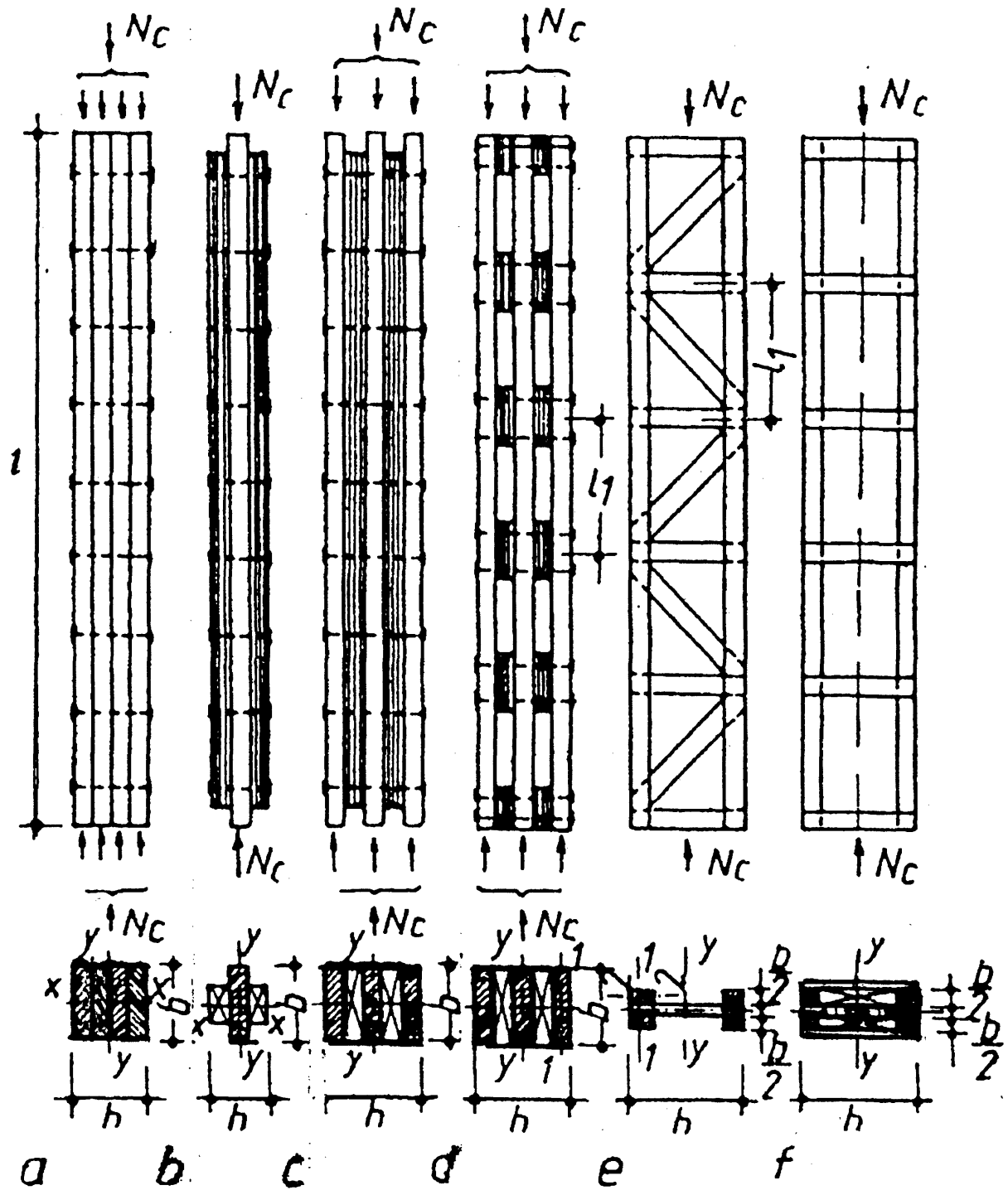


Fig. 3.74. Tipuri de elemente (bare) cu secţiune compusă solicitate la compresiune cu flambaj: *a* – bare pachet; *b* – bare cu eclise continue; *c* – bare cu fururi continue; *d* – bare cu fururi scurte; *e* – bare cu zăbrele; *f* – bare cu inimă plină.

Verificarea barelor cu secţiune compusă în raport cu axa *x–x*, normală pe rosturi, se face cu relaţia:

$$\sigma = N_c / A\varphi_x \leq \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{3.67}$$

în care: φ_x este coeficientul de flambaj al barei; se calculează în funcţie de coeficientul de zvelteţe λ_x (calculat în raport cu axa *x–x* pentru întreaga secţiune);

Determinarea coeficientului de zvelteţe în raport cu axa materială x–x a elementului, pentru toate cazurile de elemente cu secţiune compusă prezentate (fig. 3.74), se face ca pentru o bară cu secţiune simplă, cu menţiunea că în cazul *d* se iau în consideraţie numai elementele continue (active), iar în cazurile *b* şi *c*, pentru un moment de inerţie echivalent, care se determină cu relaţia:

$$I = I_p + 0{,}5 I_n , \tag{3.68}$$

în care: I_p este momentul de inerţie al elementelor principale (continue);

I_n – momentul de inerţie al elementelor secundare (fururi lungi sau eclise).

Pentru calculul coeficientului de zvelteţe λ_x, aria secţiunii transversale se ia egală cu întreaga arie a secţiunii pentru cazul *a*, iar pentru cazurile *b*, *c*, şi *d*, numai aria secţiunilor brute ale elementelor principale.

Verificarea barelor cu secţiune compusă în raport cu axa *y–y*, paralelă cu rosturile, se face ţinând seama de deformaţia elementelor, precum şi de posibilitatea de flambaj a elementelor componente între legături.

Verificarea eforturilor unitare normale se face cu relaţia:

$$\sigma = N_c / A\varphi_y \le \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{3.69}$$

în care: φ_y este coeficientul de flambaj care se determină în funcţie de coeficientul de zvelteţe echivalent (ideal) λ_{yi}.

Calculul coeficientului de zvelteţe echivalent λ_{yi} se face astfel:

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\left(\mu\lambda_y\right)^2 + \lambda_1^2} , \tag{3.70}$$

unde: λ_y este coeficientul de zvelteţe al întregului element în raport cu axa *y–y*;

λ_1 – coeficientul de zvelteţe al unei singure piese în raport cu axa proprie *1–1*, calculat pentru o lungime de flambaj l_1;

μ – coeficientul de majorare a zvelteţii barei cu secţiune compusă, datorită cedării legăturilor.

Determinarea coeficientului de zvelteţe λ_y pentru cazurile *a*, *b* şi *c* se face ţinând seama de toate piesele continue prinse sau neprinse la extremităţi (elementul considerându-se cu secţiune simplă), iar pentru cazul *d* se iau în consideraţie numai piesele continue prinse la capete.

În cazul în care $l_1 \le 7a$, iar $\lambda_1 = 0$ (*a* este grosimea unei singure piese din pachet), coeficientul de zvelteţe λ_{yi} se determină cu relaţia:

Coeficientul de majorare a subţirimii μ se determină astfel:

$$\mu = \sqrt{1 + k_c \frac{bhn_r}{l_f^2 n_{leg}}}, \qquad (3.72)$$

unde: b, h sunt dimensiunile secţiunii transversale a elementului, paralel cu rosturile şi perpendicular pe rosturi, în cm;

n_r – numărul rosturilor paralele cu axa y–y, în care se produce lunecarea reciprocă a pieselor componente ale elementului;

l_f – lungimea de flambaj a elementului, în m;

n_{leg} – numărul efectiv de secţiuni de forfecare a legăturilor (buloane, cuie etc.), distribuite pe 1 m lungime a elementului în fiecare rost;

k_c – coeficient de cedare a îmbinării, dat în tabelul 3.21.

Tabelul 3.21

Coeficientul de cedare a îmbinărilor k_c

Nr. crt	Felul legăturilor	Coeficientul k_c pentru:	
		Compresiune	Compresiune cu încovoiere
1	Cuie	1/10 d^2	1/5 d^2
2	Dornuri şi şuruburi de oţel	1/3 d^2	1/1,5 d^2
3	Dornuri de lemn şi stejar	1/1,5 d^2	1/d

Observaţie: d – diametrul tijei, în cm.

În cazul în care solidaritatea elementelor se realizează prin cuie, se va urmări ca încastrarea capătului cuiului în ultima piesă să fie > $4d$; în caz contrar, se neglijează contribuţia acestora (în rostul respectiv) pentru determinarea lui μ.

Valoarea coeficientului k_c pentru tije cilindrice din oţel (şuruburi, dornuri etc.) se determină în funcţie de grosimea celui mai subţire element din îmbinare a.

Elementele de îmbinare din fiecare rost trebuie distribuite uniform. În cazul elementelor drepte, se admite ca în zonele marginale (1/4 din lungime), să se dispună numai jumătate din numărul legăturilor utilizate în zona centrală.

La elementele cu zăbrele sau cu inima plină din scânduri încrucişate (fig. 3.72, *e*, *f*), determinarea coeficientului de zvelteţe echivalent în raport cu axa y–y se face cu relaţia (3.70).

În cazul elementelor cu zăbrele comprimate centric, coeficientul de zvelteţe al unei ramuri λ_1 nu trebuie să depăşească valoarea coeficienului de zvelteţe λ_{yi} al barei în ansamblu.

Numărul secţiunilor de forfecare ale elementelor de îmbinare se află prin însumarea numărului efectiv de secţiuni de forfecare în fiecare rost – între inimă (zăbrea) şi talpă.

Pentru elementele cu inima plină din scânduri încrucişate bătute în cuie

În acest caz, expresia coeficientului de zvelteţe echivalent devine:

$$\lambda_{yi} = \mu\lambda_y, \tag{3.73}$$

unde λ_y este coeficientul de zvelteţe determinat pentru momentul de inerţie şi aria întregii secţiuni a barei.

3.6.4. ELEMENTE CU SECŢIUNE COMPUSĂ SOLICITATE LA COMPRESIUNE ŞI ÎNCOVOIERE

Calculul elementelor cu secţiune compusă comprimate şi încovoiate constă în verificarea condiţiei de rezistenţă, a condiţiei de stabilitate a unui element izolat şi la lunecare (*fig.* 3.72, *a*).

Verificarea condiţiei de rezistenţă în planul de acţiune a momentului încovoietor se face cu relaţia:

$$\sigma = N / A_n + M_o / k_w W_n \xi \le \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{3.74}$$

în care: k_w este coeficientul de echivalenţă, care ţine seama de reducerea modulului de rezistenţă datorită cedării îmbinărilor şi se poate lua:

k_w = 0,9 pentru barele cu un rost;

k_w = 0,8 pentru bare cu două sau mai multe rosturi;

ξ = coeficient care se determină cu relaţia (3.25), ţinând seama de coeficientul de subţirime λ_{yi}, care se determină cu relaţia (3.73).

Verificarea condiţiei de stabilitate (la flambaj) pentru elementul marginal (izolat) se face cu relaţia:

$$\sigma = N_c / A_b + M / \xi W_b \le \varphi_1 \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{3.75}$$

în care: A_b; W_b sunt aria şi modulul de rezistenţă al secţiunii brute;

φ_1 – coeficientul de flambaj determinat pentru coeficientul de subţirime al unui element izolat (marginal), având lungimea de flambaj egală cu distanţa dintre două elemente de îmbinare învecinate.

Verificarea la lunecare constă în determinarea numărului de legături necesare pentru preluarea lunecărilor într-un rost, utilizând relaţia:

$$n_{leg} \ge 1{,}5 \frac{MS_{br}}{\xi I_{br} T_{leg}}, \tag{3.76}$$

în care T_{leg} este efortul admisibil (de calcul) al unei legături.

3.7. COMPORTAREA ŞI CALCULUI ELEMENTELOR DIN LEMN ÎNCLEIAT

3.7.1. DATE GENERALE

Calculul elementelor încleiate supuse la diferite solicitări se face în general

la forfecare a rosturilor încleiate, în toate cazurile, se consideră cel puţin egală cu rezistenţa la forfecare a lemnului. Excepţie de la această regulă fac elementele încovoiate cu curbură mare, la care, pe lângă eforturi unitare normale, apar şi eforturi unitare radiale, care acţionează normal pe fibre.

Proprietăţile mecanice şi elastice ale lemnului încleiat sunt afectate, în general, de aceiaşi factori ca şi în cazul lemnului obişnuit, cu deosebire că efectul negativ al acestora este mai mic, deoarece influenţa defectelor de noduri şi crăpături se reduce la grosimea unei lamele.

Dintre factorii mai importanţi care influenţează proprietăţile mecanice şi elastice ale lemnului încleiat se menţionează: umiditatea proprie; tipul şi modul de dispunere a îmbinărilor de înnădire în secţiune şi în lungul elementelor; forma secţiunii transversale.

3.7.2. FACTORII DE INFLUENŢĂ

Umiditatea proprie. Umiditatea influenţează negativ atât proprietăţile mecanice şi elastice ale lemnului, cât şi ale cleiului. În urma variaţiei de umiditate, în rosturile încleiate apar eforturi unitare suplimentare, a căror mărime este cu atât mai mare cu cât grosimea lamelelor este mai mare. În consecinţă, se prevede ca grosimea lamelelor din care se realizează elementele încleiate să nu depăşească 5 cm. La construcţii neprotejate se recomandă folosirea lamelelor cu grosime redusă (2,5–3,5 cm), iar în cazul elementelor curbe, grosimea scândurilor nu trebuie să fie mai mare de 1/300 din raza de curbură şi cel mult 4 cm. Totodată, se recomandă ca elementele din lemn încleiat folosite în construcţiile descoperite, să fie protejate împotriva umidităţii, iar încleierea lor să se facă cu cleiuri pe bază de fenol sau rezorcino-formaldehidă rezistente la acţiunea umidităţii şi la intemperii.

În conformitate cu prevederile normativelor tehnice de specialitate, este idicat ca umiditatea scândurilor folosite pentru realizarea elementelor portante din lemn încleiat să nu depăşească 18% şi să fie cât mai apropiată de umiditatea mediului în care urmează să fie exploatate.

Studiile experimentale efectuate pe elemente încleiate cu cleiuri rezistente sau semirezistente la apă au arătat că, în general, rezistenţa rostului încleiat după un număr destul de mare de cicluri uscare-umflare, nu scade sub limita rezistenţei lemnului la forfecare.

Influenţa negativă a umidităţii asupra proprietăţilor mecanice şi elastice ale lemnului încleiat se ia în consideraţie în calcul prin intermediul unui coeficient de corecţie k_u subunitar, prin care se ţine seama de acţiunea de lungă durată a umidităţii ce variază în funcţie de natura solicitării:

$k_u = 0{,}75$ pentru solicitarea la încovoiere şi întindere în lungul fibrelor;

$k_u = 0{,}80$ pentru solicitarea la compresiune.

În cazul în care condiţiile de umiditate ridicată au un caracter temporar, coeficienţii de corecţie k_u se majorează la 0,85 pentru solicitarea la încovoiere şi întindere şi la 0,90, pentru solicitarea la compresiune.

În cazul elementelor şi structurilor din lemn încleiat exploatate în medii cu umidităţi ridicate, de lungă durată, calculul deformaţiilor elastice (săgeţilor) se face pentru valorile modulului de elasticitate E din tabelul 3.10, afectate cu coeficienţii de corecţie $k_u = 0{,}75$

Tipul și modul de dispunere ale îmbinărilor de înnădire. Tipul de îmbinare a lamelelor (fig. 3.62) și modul de dispunere a îmbinărilor în lungul elementului încleiat și pe înălțimea secțiunii transversale (fig. 3.63) influențează de asemenea proprietățile mecanice și elastice ale acestora.

În vederea reducerii la minimum a influenței negative asupra capacității portante și a rigidității elementelor încleiate, normele recomandă ca îmbinarea (scândurilor) și modul de dispunere ale acestora să se facă în funcție de natura și mărimea solicitării. Astfel, la elementele întinse sau în zona întinsă a elementelor încovoiate, respectiv în zonele marginale ale elementelor comprimate cu flambaj, se recomandă prevederea unor îmbinări executate sub formă de teșitură sau în dinți-pană, pe o porțiune de cel puțin 1/10 din înălțimea secțiunii. Lungimea teșiturii, respectiv numărul și dimensiunile dinților-pană, se stabilesc astfel încât să se asigure pentru zona de îmbinare o rezistență egală cu cea a lemnului în câmp continuu între îmbinări.

În cazul elementelor curbe, cu raportul dintre raza de curbură R și grosimea lamelei (scândurii) $R/a \geq 300$, îmbinările se realizează sub formă de teșitură sau în dinți-pană, în zonele marginale, pe o adâncime de cel puțin 1/10 din înălțimea secțiunii, iar în cazul raportului $R/a < 300$, pe toată înălțimea secțiunii transversale. Tipul de îmbinare cel mai des utilizat în practică este cel sub formă de teșitură (v. fig. 3.62, *b*), având lungimea egală cu cel puțin de 10 ori grosimea scândurii.

Pentru a ține seama în calcul de faptul că prin îmbinarea lamelelor (scândurilor) sub formă de teșitură nu se poate realiza, în general, rezistența lamelelor în câmp continuu fără îmbinări, la dimensionare, caracteristicile normate sau de calcul se corectează cu coeficienți de corecție subunitari k_z.

Valoarea coeficienților de corecție depinde de mărimea pantei teșiturii, și anume: 0,9 – pentru panta 1 : 12; 0,85 – pentru panta 1 : 10.

În general se recomandă ca îmbinarea lamelelor să se facă cu o pantă a teșiturii de cel puțin 1 : 10.

Forma secțiunii transversale. Forma secțiunii transversale influențează modul de comportare mecanică și elastică al elementelor din lemn încleiat, mai ales în cazul elementelor solicitate la încovoiere (fig. 3.61). Experimental s-a constatat că, în cazul încovoierii, capacitatea portantă și rigiditatea elementelor încleiate sunt influențate de forma secțiunii transversale, respectiv de raportul dintre înălțimea și lățimea secțiunii (h/b).

În general, se prevede ca pentru calculul elementelor încleiate supuse la încovoiere să se utilizeze un modul de rezistență de calcul W_{calc}, care se determină prin corectarea modulului de rezistență obținut W, cu coeficienți de corecție k_w, a căror valoare se stabilește în funcție de forma, înălțimea și lățimea secțiunii ($W_{calc} = k_w W$). Valoarea coeficientului $k_w = 0,85 - 0,9$ pentru raportul $h/b = 4–6$.

Din studiile experimentale comparative efectuate pe grinzi din lemn încleiat și grinzi din lemn obișnuit, a rezultat că cele două materiale se bucură de aceleași proprietăți mecanice și elastice.

În literatura tehnică de specialitate există prea puțin material documentar în ceea ce privește calculul săgeților (rigidității) elementelor din lemn lamelat. De aceea, se impune cu necesitate realizarea unor studii teoretice și experimentale, în vederea precizării unor aspecte privind comportarea mecanică și rigiditatea elementelor din lemn lamelat încleiat, supuse acțiunii încărcărilor de lungă durată.

CASE PREFABRICATE ŞI ŞARPANTE DIN LEMN

4.1. ELEMENTELE GENERALE PRIVIND CONCEPŢIA ŞI PROIECTAREA CLĂDIRILOR

Clădirile reprezintă bunuri imobile realizate în scopul adăpostirii şi desfăşurării vieţii sociale, spirituale şi materiale ale omului.

Concepţia şi proiectarea clădirilor trebuie să ţină seama de următorii factori principali: omul şi activitatea lui, mediul natural şi acţiunile lui.

Activitatea omenească, prin factorii săi principali (omul şi obiectul muncii), determină în general cerinţele funcţionale şi condiţiile de confort, iar particularităţile mediului natural, care exercită asupra clădirilor diferite acţiuni (mecanice, fizice, chimice şi biologice), determină modul de alcătuire şi natura materialelor folosite.

Clădirile, ca bunurile cu cea mai îndelungată durată de folosinţă, trebuie să satisfacă următoarele condiţii (exigenţe) specifice: tehnice capitale, fizico-igienice, arhitectural-estetice şi tehnico-economice.

Condiţiile tehnice capitale se referă, în principal, la durabilitatea şi rezistenţa la foc.

Durabilitatea unei clădiri este caracterizată, în general, prin rezistenţa în timp a materialelor la acţiunea distructivă a factorilor mediului înconjurător (variaţii de umiditate, îngheţ-dezgheţ, coroziune şi acţiunea biologică a microorganismelor, de exemplu putrezirea lemnului etc.).

Rezistenţa la foc se caracterizează prin capacitatea clădirilor de a rezista la solicitările termice şi mecanice produse din cauza incendiilor. În general, rezistenţa la foc a unei clădiri este determinată de rezistenţa la foc a materialelor folosite şi se exprimă prin durata de timp în care acestea rezistă acţiunii focului.

În cazul construcţiilor din lemn, durabilitatea şi rezistenţa la foc se asigură prin măsuri constructive şi chimice, realizate prin tratarea lemnului împotriva focului şi a biodegradării (putrezirii).

Condiţiile fizico-igienice sunt determinate de capacitatea de izolare higro-termică şi fonică a elementelor de închidere şi compartimentare, precum şi de cerinţele de iluminare, de ventilare şi de igienă, strâns legate de condiţiile de confort şi ecologie umană. Toate aceste condiţii se bazează pe legile fizice ale transferului de căldură şi masă, ale schimbului de aer şi difuziei vaporilor de apă precum şi ale

Condiţiile arhitectural-estetice se referă, în principal, la alegerea formei în plan şi elevaţie a clădirilor, precum şi la realizarea lucrărilor de finisaj, care trebuie să asigure la interior confort şi ambianţă plăcute, iar la exterior o estetică corespunzătoare şi în deplină concordanţă cu cerinţele arhitecturii moderne.

Condiţiile tehnico-economice se referă la o serie de cerinţe prin intermediul cărora se asigură obţinerea eficienţei din punct de vedere tehnico-economic al clădirilor. În general, acestea se referă la indici de consum de materiale şi costuri pe unitatea de suprafaţă, cheltuieli de întreţinere şi exploatare etc.

În prezent, activitatea de concepţie şi proiectare a clădirilor, în general, impune aplicarea conceptului de performanţă, care constituie o procedură organizată de stabilire a caracteristicilor calitative, astfel încât construcţia în ansamblu să răspundă tuturor exigenţelor formulate de utilizatori. Punctul de plecare al analizei de performanţă îl constituie identificarea exigenţelor utilizatorilor, a activităţilor şi a scopului lor etc.

De regulă, exigenţele utilizatorilor sunt generate de: cerinţe fiziologice legate de o anumită activitate, de odihnă sau divertisment; cerinţele psiho-sociale, referitoare la senzaţia de contact cu mediul înconjurător şi cerinţe de eficienţă, privind cheltuielile de investiţii şi exploatare etc.

4.2. NOŢIUNI PRIVIND PROIECTAREA FUNCŢIONALĂ

În alcătuirea funcţională sau realizarea programului de arhitectură a unei clădiri, fiecare spaţiu îşi are utilitatea (funcţiunea) lui, care nu se mai regăseşte în alte spaţii. Fiecare spaţiu din cadrul programului constituie un element funcţional care are cu celelalte spaţii relaţii ce pot fi de vecinătate, de legătură sau de separare. În cazul unei clădiri de locuit, programul de arhitectură conţine, de obicei, următoarele elemente funcţionale specifice: holul de intrare, camera de zi, dormitoare, bucătăria, cămara şi baia.

Legătura dintre diferite elemente funcţionale, situate la acelaşi nivel, se realizează prin intermediul holurilor şi al degajamentelor, iar în cazul în care acestea sunt situate la niveluri diferite, legătura se asigură prin intermediul scărilor.

Celula de bază a locuinţei este apartamentul, care poate să conţină: camera de zi, sufrageria, camera de studiu, dormitoare, bucătăria, cămara, baia, wc-ul de serviciu, antreu, hol, degajamente, logii sau balcoane, pivniţă etc. Camera de zi, dormitoarele, bucătăria, baia şi antreul reprezintă elemente funcţionale principale, care nu trebuie să lipsească din alcătuirea unei locuinţe. Celelalte elemente funcţionale au un caracter secundar, putând lipsi din compunerea locuinţei fără să afecteze prea mult funcţionalitatea acesteia.

Camera de zi, sufrageria, camera de lucru şi dormitoarele formează aria locuibilă a locuinţei (apartamentului). Aria locuibilă împreună cu celelalte elemente funcţionale formează aria utilă. Raportul între aria locuibilă şi aria utilă A_l/A_u se numeşte indice de locuibilitate şi reprezintă criteriul de apreciere a modului de utilizare raţională a suprafeţei unui apartament (se recomandă ca $A_l/A_u \geq 0{,}5$). Pe lângă aria locuibilă şi aria utilă, ca indicatori tehnici se mai calculează aria construită A_c şi aria desfăşurată A_d.

La conceperea unei locuinţe, se recomandă gruparea funcţiunilor în zona de zi (de lucru) şi zona de noapte (de odihnă). Zona de zi cuprinde camera de zi, sufrageria, bucătăria, cămara şi wc-ul de serviciu, iar zona de noapte cuprinde dormitoarele şi baia. În cazul locuinţelor de tip duplex, cele două zone se organizează pe niveluri diferite (zona de zi la parter, iar cea de noapte la etaj).

Funcţiunile de zi se recomandă să fie dispuse spre stradă şi orientate spre S–E sau S–V, iar zona de noapte spre zonele protejate de zgomot stradal. Funcţiunile dotate cu instalaţii de apă-canal se grupează formând noduri sanitare.

Proiectarea funcţională se face în concordanţă cu cea structurală, care trebuie să asigure continuitatea elementelor portante (de rezistenţă), longitudinale şi transversale, pe toată înălţimea clădirii.

La proiectarea clădirilor de locuit se impune respectarea principiilor coordonării modulare.

4.3. SCHEME ŞI TIPURI DE APARTAMENTE

La alcătuirea unui apartament, dispunerea în plan a încăperilor poate fi variată, depinzând de numărul şi mărimea acestora, de modul de realizare a legăturilor între camere prin spaţii de circulaţie etc.

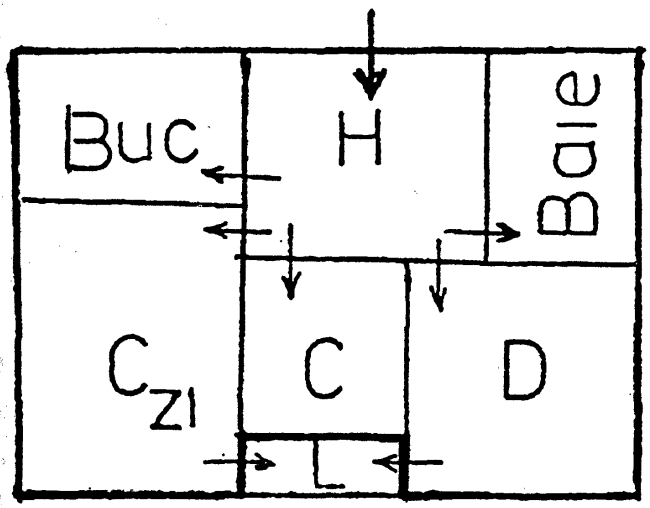
După criteriul legăturilor, se pot realiza diferite scheme pentru alcătuirea unui apartament. În general, se adoptă una dintre următoarele scheme:

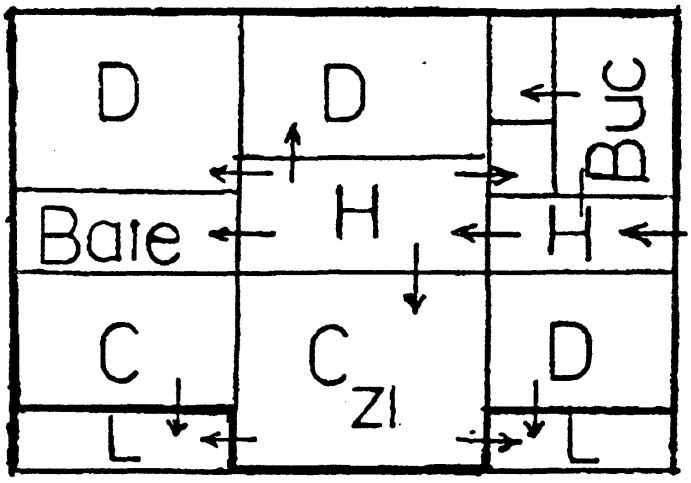
– apartament cu un singur spaţiu de circulaţie şi acces independent la toate încăperile (fig. 4.1);

– apartament cu două spaţii de circulaţie şi cu acces direct la toate încăperile (fig. 4.2).

Pe baza acestor scheme de principiu, se poate realiza o varietate mare de tipuri de apartamente, de diferite mărimi (cu 2, 3 sau mai multe camere).

Apartamentele se pot amenaja la acelaşi nivel (parter), sau dispuse pe două niveluri – tip duplex (parter şi etaj sau mansardă). În cazul distribuţiei pe două nive-





luri, funcțiunile de zi sunt separate complet de cele de noapte. La parter se amenajează holul, camera de zi, sufrageria, bucătăria, cămara și wc-ul de serviciu, iar la etaj (mansardă), dormitoarele și baia (fig. 4.3).

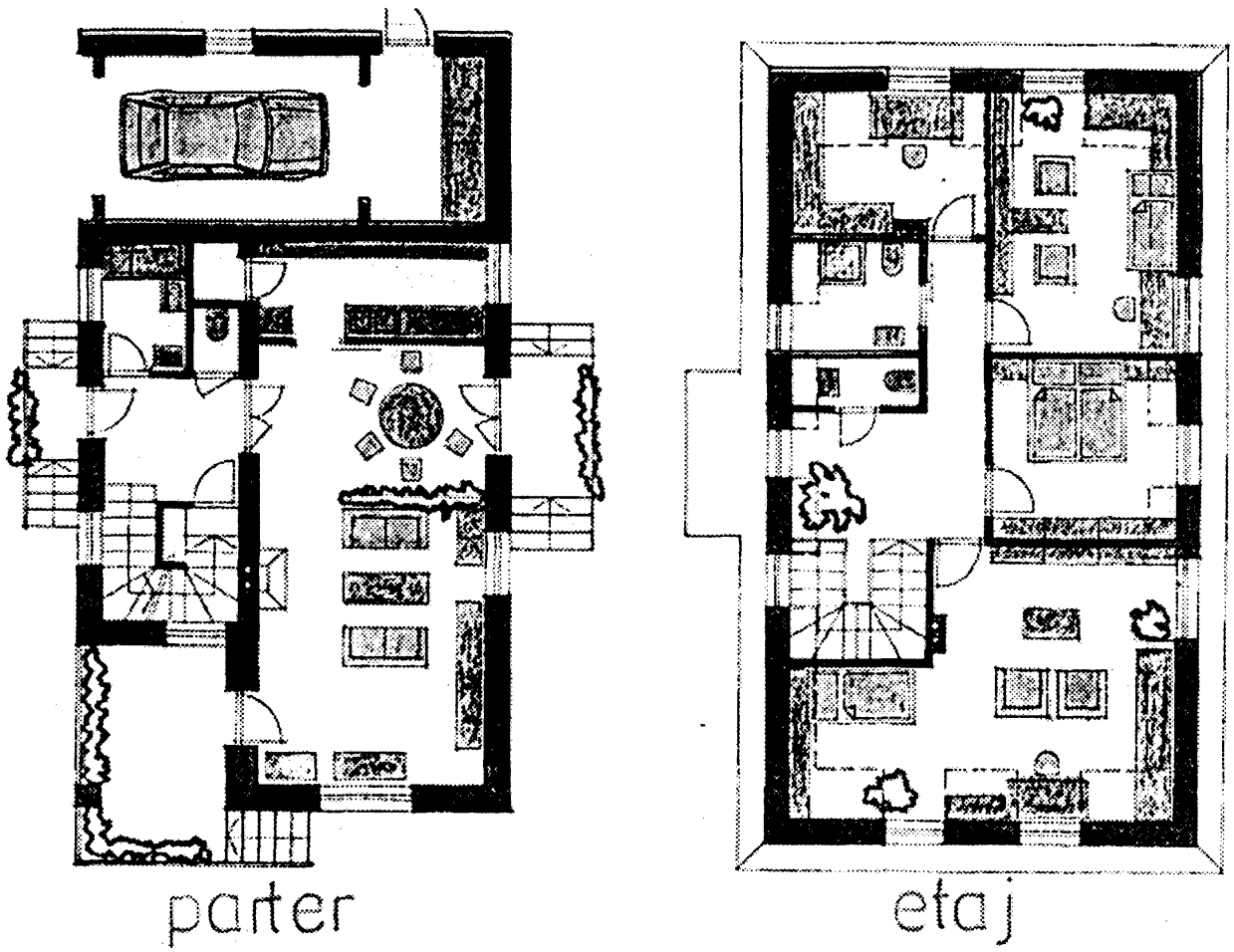


Fig. 4.3. Modul de organizare a unui apartament pe două niveluri.

Apartamentele de tip duplex sunt, în general, cu grad de confort ridicat și se folosesc, de obicei, în cazul caselor individuale. Legătura dintre parter și etaj (mansardă) se realizează prin intermediul unei scări interioare amplasate, în general, în zona holului de la intrare.

4.4. CASE PREFABRICATE DIN LEMN

4.4.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă lemnul ca material de construcție (rezistențele mecanice relativ mari, greutatea proprie redusă, prelucrare ușoară, rezistența la transmisie termică ridicată etc.); acesta a fost folosit pe scară largă în decursul timpurilor la realizarea construcțiilor.

Datorită existenței noilor produse pe bază de lemn și a posibilităților noi

mari de asociere cu alte materiale eficiente (moderne), în prezent se remarcă tendința tot mai mare pentru realizarea caselor prefabricate, la care lemnul se folosește numai pentru elemente de rezistență.

Casele prefabricate din material lemnos asociat cu alte materiale moderne reprezintă o continuare a tradiției construcțiilor din lemn, ridicată pe o treaptă superioară, datorită dezvoltării industriei materialelor de construcții și a tehnicii construcțiilor. În noua variantă, construcția caselor se bazează pe utilizarea unui număr relativ redus de prefabricate.

Față de construcțiile clasice din zidărie, durata de execuție se reduce foarte mult. Timpul necesar montajului și asamblării prefabricatelor este minim, toate operațiile pe șantier executându-se pe baza unui plan de montaj, fără a necesita utilaje speciale.

Panourile prefabricate de pereți și planșee se realizează cu termo și fonoizolație, corespunzătoare gradului de protecție impus prin prevederile normativelor în vigoare.

Toate elementele din lemn masiv sunt tratate în mod corespunzător, pentru a asigura o protecție antiseptică, fungicidă și ignifugă a construcției.

Totodată, finisajele se realizează în culori pastelate, din materiale noi, asigurându-se astfel un aspect plăcut și o protecție bună la intemperii și uzură.

Tâmplăria, care poate fi realizată din lemn de rășinoase de calitate superioară sau din mase plastice, finisată cu emailuri în culori adecvate, este, de regulă, înglobată în panouri sau se livrează separat, o dată cu acestea.

4.4.2. TIPURI CONSTRUCTIVE CARACTERISTICE

Din punct de vedere constructiv, casele prefabricate se pot realiza în următoarele două tipuri principale:

- cu pereți portanți din lemn masiv;
- din panouri mari portante, cu schelet din lemn.

Alegerea tipului constructiv se face în funcție de o serie de factori, dintre care cei mai importanți sunt: destinația, regimul de înălțime și indici tehnico-economici.

Destinația clădirii (case de locuit sau case de vacanță) determină anumite cerințe și elemente funcționale, respectiv un anumit mod de organizare și de compartimentare a spațiului în plan și un anumit tip constructiv de structură. Totodată, forma în plan a clădirii și modul de rezolvare a partiului au implicații directe asupra poziției elementelor portante verticale, influențând alegerea unuia dintre tipurile constructive menționate.

Regimul de înălțime a unei clădiri este determinat de destinație, aspecte urbanistice și posibilități tehnologice de realizare. La stabilirea regimului de înălțime (P, $P+1E$ sau $P+1M$), trebuie să se țină seama de faptul că o dată cu creșterea înălțimii cresc și încărcările (solicitările), pentru preluarea și transmiterea cărora se impune o anumită rezolvare constructivă, atât în ceea ce privește sistemul de rezis-

Alegerea tipului constructiv (structural) trebuie să țină seama și de următorii indici tehnico-economici:

– creșterea productivității muncii pe șantier și reducerea perioadei de execuție;
– reducerea consumului de materiale și a costului etc.

Case cu pereți portanți din lemn masiv. Acestea au în prezent un domeniu mai restrâns de folosire, datorită faptului că reclamă un consum mare de material lemnos de bună calitate. În general, acest tip de pereți se utilizează pentru realizarea construcțiilor de case și cu caracter turistic, amplasate în zonele montane, unde lemnul apare ca un material local de construcție.

Pereții portanți sunt aceia care preiau și transmit la infrastructură încărcările verticale și orizontale, îndeplinind astfel și rolul de contravântuire. În raport cu poziția pe care o ocupă în ansamblul construcției, aceștia pot îndeplini funcția de închidere (pereți exteriori) sau de compartimentare (pereți interiori). În fig. 4.4 este prezentat parterul unei case cu pereți din lemn masiv și secțiune transversală, având o parte din funcțiuni amplasate la mansardă.

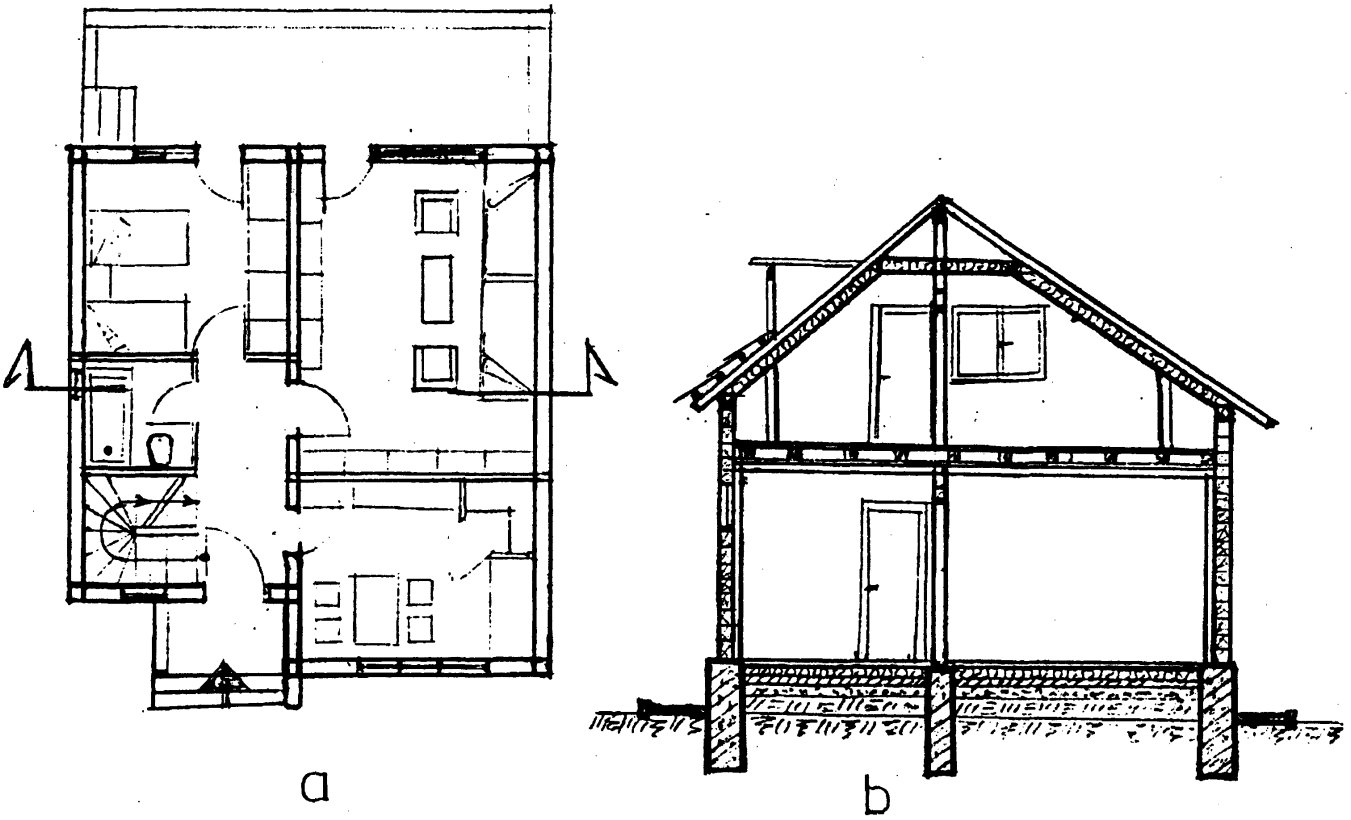
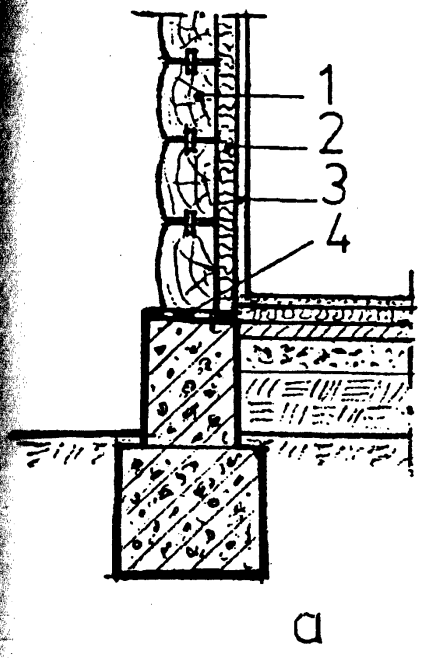


Fig. 4.4. Apartament tip duplex:
a – plan parter; *b* – secțiune transversală.

În general, pereții din lemn masiv se pot realiza din lemn brut, prelucrat pe o față, sau din lemn ecarisat. În vederea protejării corespunzătoare a pereților împotriva umidității din sol, aceștia se realizează pe un soclu supraînălțat din beton, prevăzut la partea superioară cu hidroizolație orizontală alcătuită din două straturi de pânză sau carton asfaltat, lipite cu bitum la cald.

Pereții din lemn masiv se pot realiza cu una sau ambele fețe aparente. Soluția cu ambele fețe aparente se aplică mai mult în cazul căsuțelor camping, la care nu se pun condiții speciale de protecție termică, în schimb se cere realizarea unor condiții

În cazul caselor de locuit, pereţii din lemn masiv se realizează, de obicei, cu faţa terioară aparentă (curbă sau plană fig. 4.5), iar pe faţa interioară se aplică un strat rmoizolant şi un finisaj, care se poate executa în diferite variante (lambriu din lemn, ips-carton etc.). Grosimea riglelor (grinzilor) din lemn variază între 7,5 şi 10 (12) cm, r grosimea stratului de termoizolaţie rezultată din calculul la transmisie termică, ând seama de rezistenţa globală minimă impusă de STAS 6478/1–93.



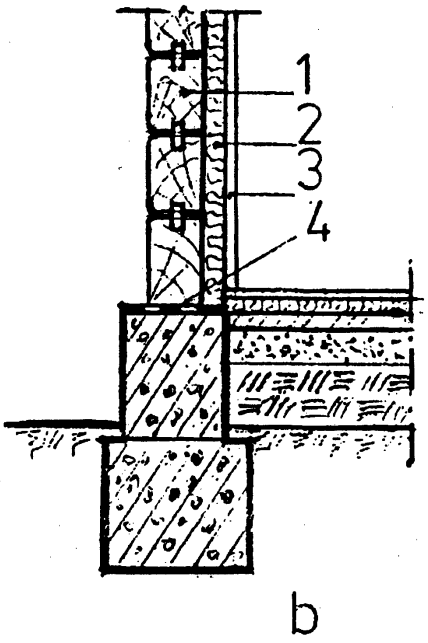


Fig. 4.5. Variante de realizare a pereţilor din lemn masiv:
a – din grinzi cu faţa exterioară curbă; *b* – cu ambele feţe plane;
1 – grinzi de lemn; *2* – termoizolaţie; *3* – lambriu din lemn;
4 – hidroizolaţie.

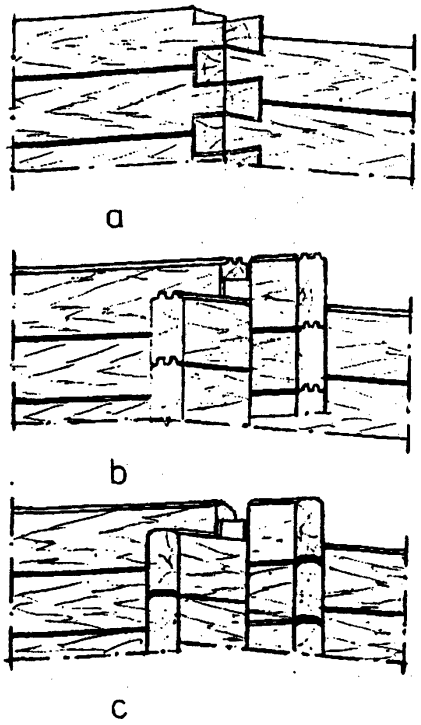


Fig. 4.6. Variante de îmbinare a grinzilor la colţuri şi intersecţii:
a – în coadă de rândunică;
b, c – prin chertare cu capete prelungite.

Îmbinarea grinzilor la colţuri se poate face în coadă de rândunică sau sub forma de chertare cu capete prelungite, iar etanşarea rosturilor, prin prelucrarea suprafeţelor de contact sub formă de lambă şi uluc sau prin realizarea unei adâncituri în care se introduce o bandă subţire de etanşare din materiale sintetice (fig. 4.6). Varianta sub formă de lambă şi uluc (fig. 4.6, *b*) se foloseşte, de obicei, la realizarea căsuţelor de vacanţă, iar variantele *a* şi *c* (fig. 4.6), la realizarea caselor de locuit.

Un exemplu de casă cu pereţi portanţi din grinzi, aflată în faza de execuţie, la care îmbinările de colţ şi de intersecţie sunt realizate ca în detaliul din fig. 4.6, *c*, este prezentat în fig. 4.7.

În cazul caselor de vacanţă având dimensiunile în plan relativ reduse (200–300/250–350 cm), pereţii se pot realiza din cherestea (scânduri sau dulapi), cu grosime redusă (variind în general între 2,8 şi 4,8 cm). În scopul fixării între ele şi al etanşării rosturilor, canturile cherestelei se prelucrează sub formă de lambă şi uluc, simplu sau dublu, în funcţie de grosime (fig. 4.8).

Îmbinarea de colţ se poate face şi prin intermediul unor stâlpişori, când prin-

(fig. 4.9). În primul caz (fig. 4.9, *a*), pentru închiderea rostului vertical care se creează între cele două scânduri, se impune prevederea, la exterior, a unei lamele verticale subțiri fixate prin cuie sau șuruburi.

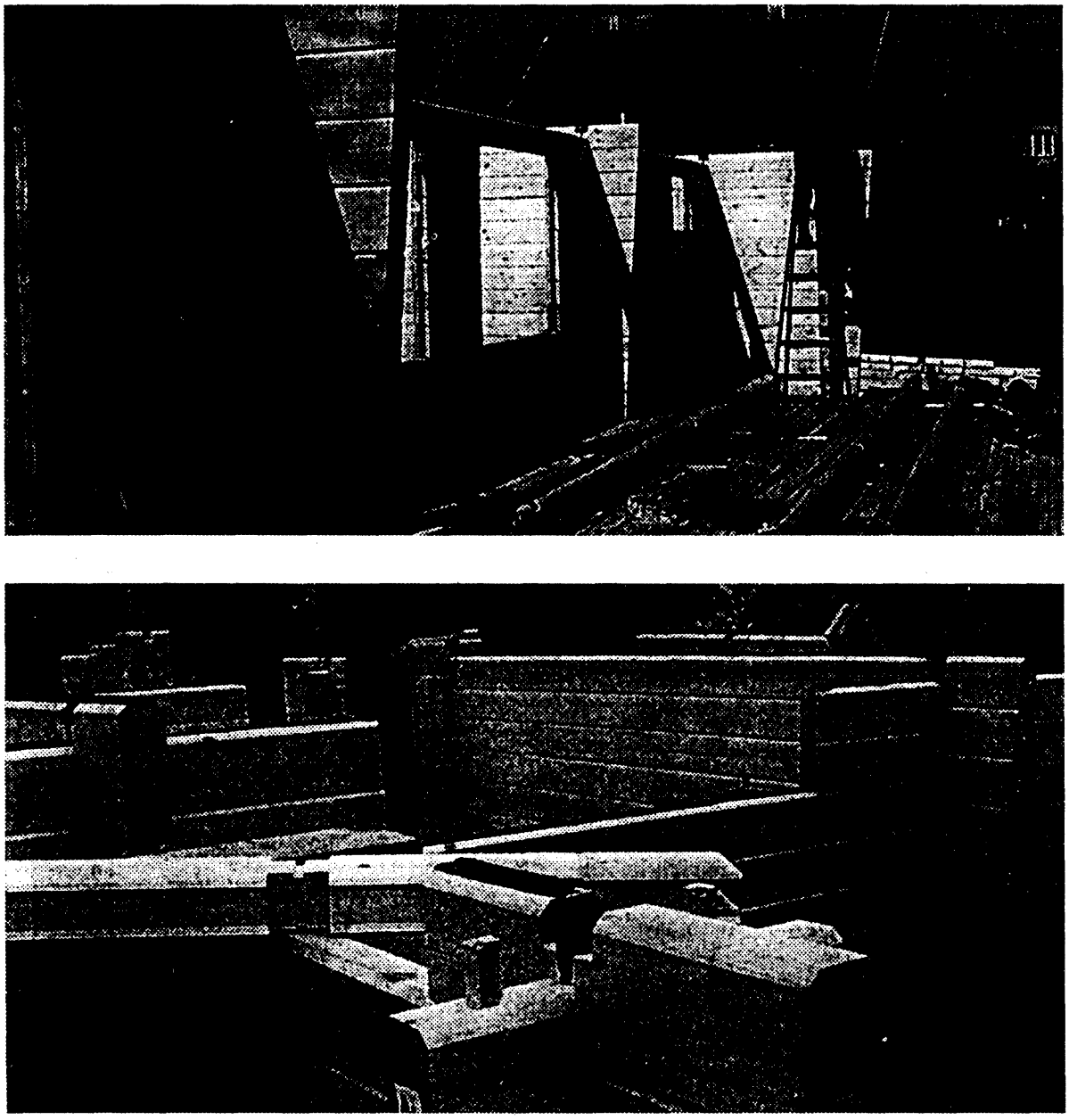


Fig. 4.7. Exemplu de realizare a pereților exteriori din lemn masiv.

În figura 4.10 se prezintă câte un exemplu de casă de vacanță realizat în fiecare din cele două variante de îmbinare a lamelelor la colțuri și intersecții: *a* – cu stâlpișori interiori și lamele subțiri pentru închiderea rosturilor; *b* – cu chertare și petrecere a lamelelor intersectate.

Case prefabricate cu pereți portanți din panouri mari. Executate din lemn asociat cu produse pe bază de lemn și alte materiale eficiente, se pot realiza într-o gamă foarte variată (căsuțe camping, cabane turistice, case de vacanță și case de locuit).

Pereții portanți din panouri mari se realizează, de obicei, cu schelet format din rigle de lemn, căptușeală din produse noi pe bază de lemn (PAL, PFL) în combinație

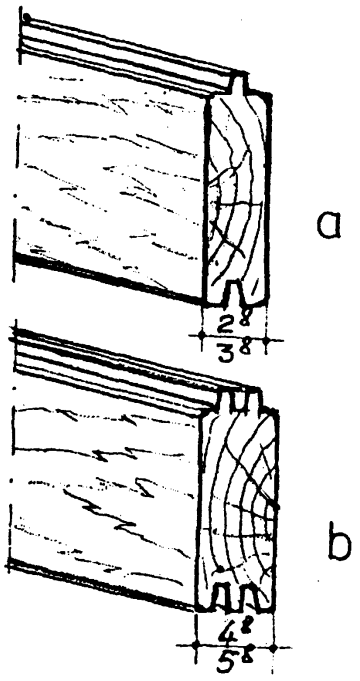


Fig. 4.8. Modul de prelucrare a canturilor, în funcție de grosimea cherestelei.

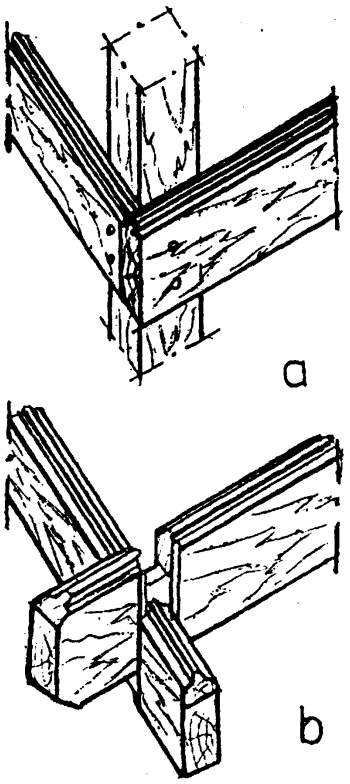
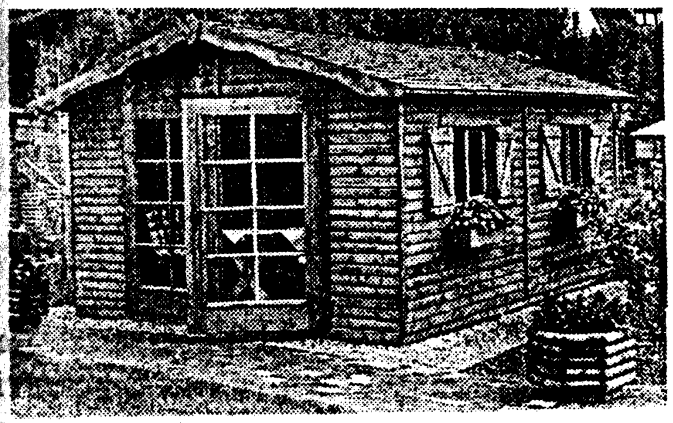
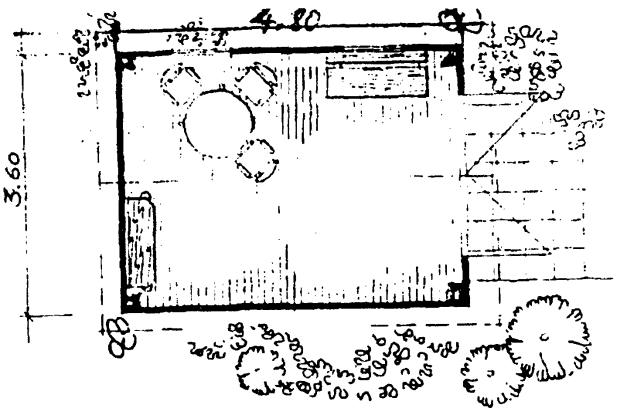
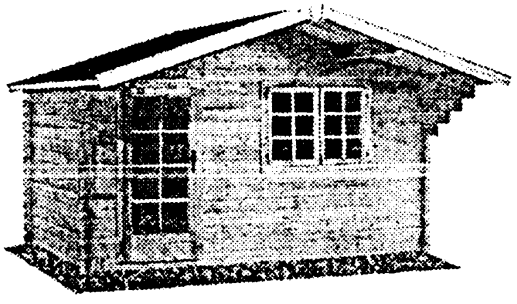


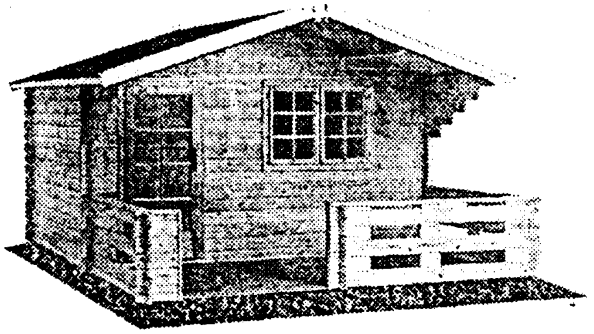
Fig. 4.9. Variante de îmbinare a dulapilor la colțuri:
a – prin intermediul stâlpișorilor; *b* – prin chertare.





a





b

tură termo sau fonoizolantă, realizată din materiale uşoare (vată minerală, polistiren expandat etc.). Modul de alcătuire constructivă, tipul căptuşelii şi natura umpluturii se stabilesc în funcţie de rolul panoului (portant sau neportant) şi funcţia acestuia (de închidere sau de compartimentare interioară).

Numărul tipurilor de panouri (exterioare şi interioare) depinde de modul de realizare a partiului şi de compartimentarea interioară.

Un exemplu de realizare a unui panou de perete portant, exterior şi interior, care poate fi executat în mai multe variante de alcătuire constructivă, este prezentat în fig. 4.11.

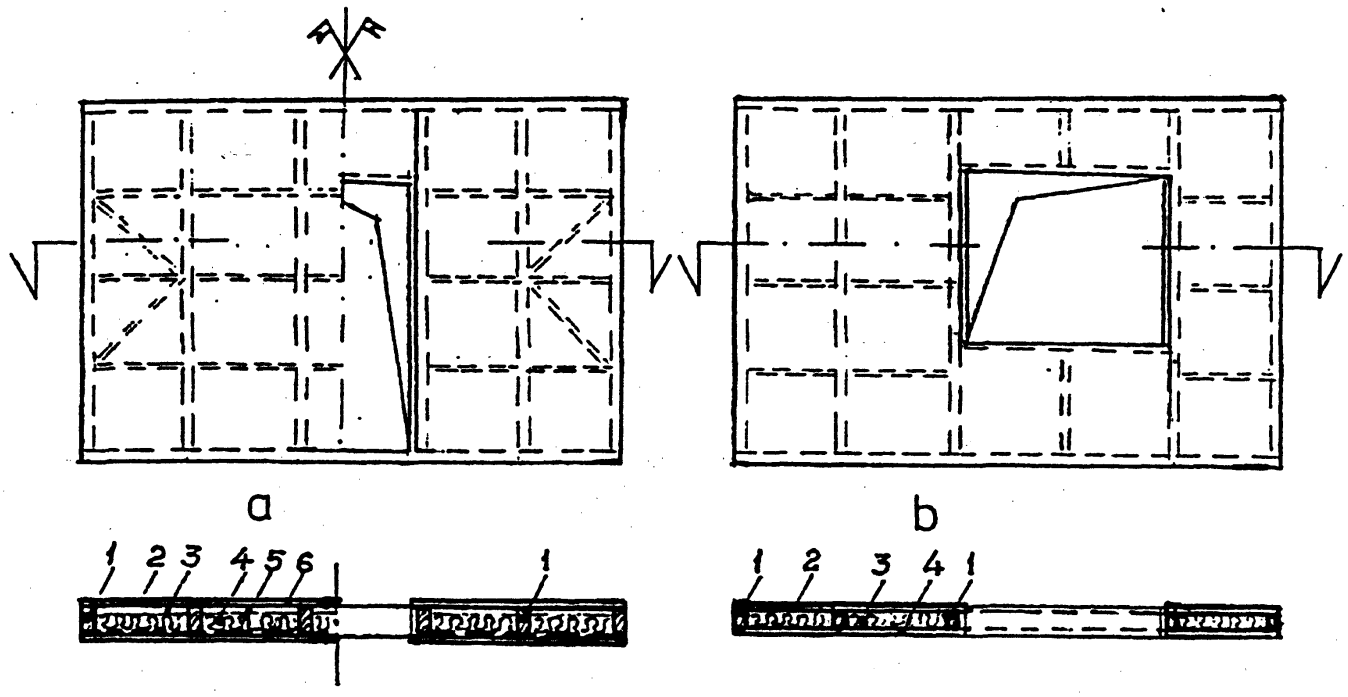


Fig. 4.11. Panouri prefabricate de perete:
a – exterior; *b* – interior;
1 – schelet din rigle de lemn; *2* – faţa exterioară; *3* – strat de aer; *4* – termoizolaţie; *5* – barieră contra vaporilor de apă; *6* – faţa interioară.

În general, panourile de pereţi portanţi (exteriori şi interiori) sunt alcătuite dintr-un schelet de rezistenţă format din tălpi (orizontale), montanţi şi rigidizări (drepte sau oblice). Căptuşeala panourilor se poate realiza în diferite variante, natura materialelor folosite se alege în funcţie de poziţia panoului (exterior sau interior).

În cazul pereţilor exteriori, faţa exterioară se poate executa din frize de cherestea sau plăci din lemn–ciment, rezistente la variaţii de umiditate şi la intemperii, iar faţa interioară din PAL–AI (plăci din aşchii de lemn antiseptizate şi ignifugate) sau lambriuri din cherestea. Umplutura cu rol termoizolant se poate realiza din vată minerală, polistiren extrudat etc. La pereţi interiori, căptuşeala se realizează, de obicei, din PAL–AI sau lambriuri din cherestea (scânduri) din lemn de răşinoase sau ghips–carton.

În ţara noastră au fost proiectate şi realizate mai multe tipuri de căsuţe camping, week-end şi case de locuit, având pereţii portanţi din panouri mari din lemn şi produse noi pe bază de lemn (PAL şi PFL). Unul din tipurile de căsuţe week-end

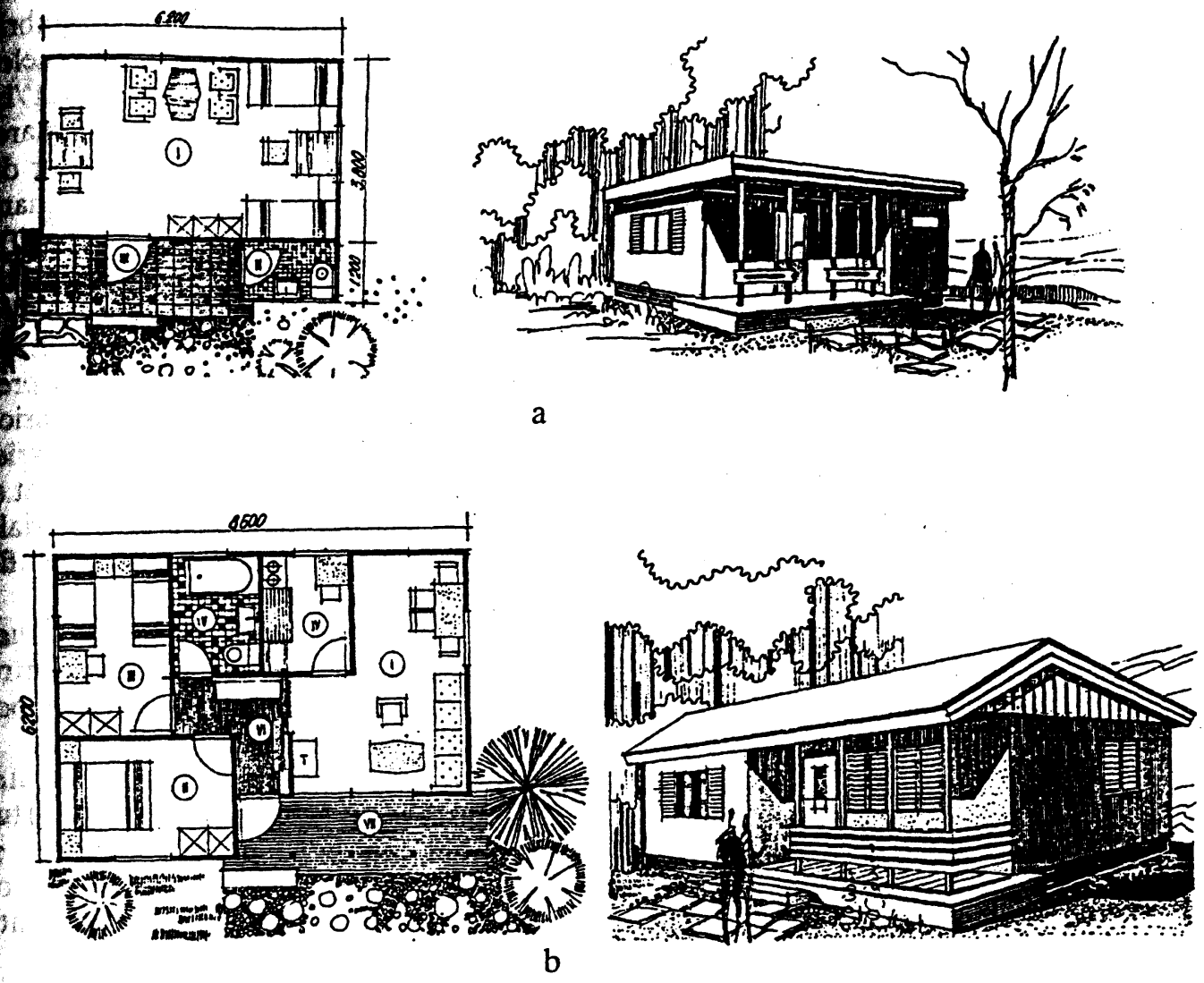


Fig. 4.12. Căsuţe week-end (a) şi case de locuit (b) din panouri prefabricate din lemn.

Detaliul privind modul de alcătuire şi de prindere a pereţilor (panourilor) de fundaţie, precum şi modul de realizare a pardoselilor sunt prezentate în fig. 4.13.

Institutul de Cercetări şi Proiectări pentru Industria Lemnului (ICPIL) a elaborat de asemenea un catalog pentru case prefabricate din lemn, cu pereţi portanţi din panouri mari, atât în varianta parter (*P*) cât şi în varianta parter plus mansardă (*P* + *M*).

După modul de alcătuire a panourilor de pereţi exteriori, se disting două tipuri principale (fig. 4.14):

a – panouri tristrat, cu căptuşeală exterioară aparentă realizată sub formă de frize din cherestea (scânduri) de răşinoase, iar cea interioară din PAL–AI (fig. 4.14, *a*);

b – panouri tristrat, cu căptuşeală exterioară şi interioară realizate din PAL, având la exterior un strat de aer şi o protecţie din zidărie de cărămidă aparentă, de 12,5 cm grosime (fig. 4.14, *b*).

Panouri de pereţi exteriori de tip „a" se folosesc, de obicei, la realizarea caselor week-end sau de locuit cu parter, iar tipul „b", la realizarea caselor de locuit parter sau cu mansardă (*P* + *M*), amplasate în zone mai reci şi cu climat umed.

O variantă de casă prefabricată din panouri mari – parter şi mansardă, cu pereţi exteriori de tip „b" şi detaliile caracteristice de îmbinare între panouri la colţuri şi

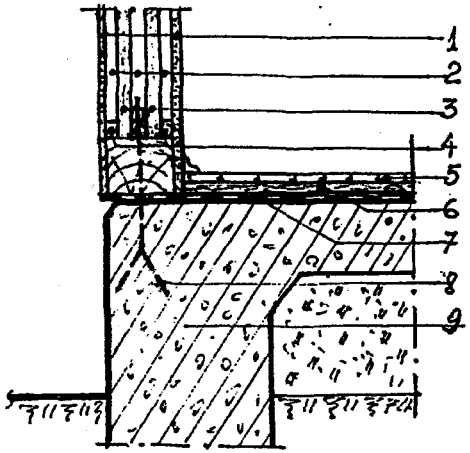


Fig. 4.13. Detaliu de alcătuire şi ancorare a panourilor exterioare:
1 – PFL poros bitumat; *2* – PAL–CON, PAL–AI; *3* – strat aer; *4* – şipci distanţare; *5* – element de racordare perete–pardoseală; *6* – pardoseală; *7* – termoizolaţie din PFL bitumat; *8* – strat suport pardoseală; *9* – bulon de ancorare.

În străinătate, casele prefabricate din panouri mari, cu schelet portant din lemn, au căpătat în ultima perioadă o extindere mare, mai ales pentru realizarea caselor de locuit individuale, parter cu mansardă (*P* + *M*).

Extinderea mare, în multe ţări dezvoltate, a caselor de locuit din panouri mari, cu schelet din lemn, se datorează avantajelor pe care le prezintă în comparaţie cu soluţiile clasice (tradiţionale), din lemn sau zidărie, atât din punct de vedere tehnic cât şi economic (consum redus de materiale deficitare, reducerea perioadei de execuţie etc.).

Dintre variantele constructive moderne, folosite curent pentru realizarea caselor de locuit, se pot menţiona următoarele două:

a – panouri mari prefabricate, formate cu schelet din lemn, căptuşeală din plăci de ghips–carton şi umplutură termoizolantă din vată minerală sau polistiren extrudat, având la exterior un strat suplimentar de protecţie realizat din două rânduri de scânduri decalate (fig. 4.16, *a*);

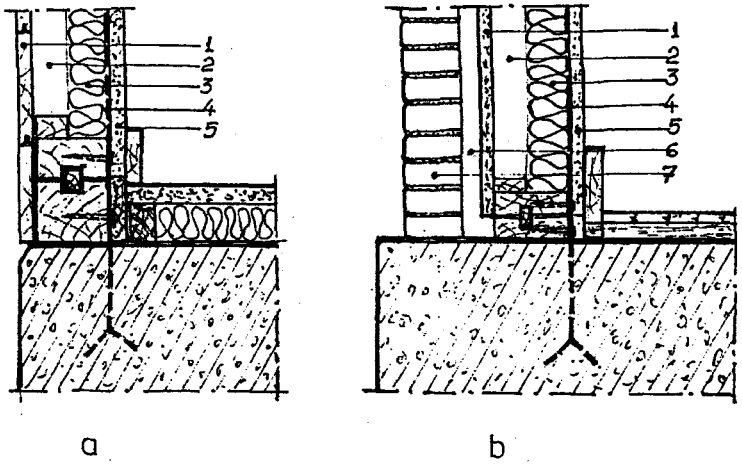


Fig. 4.14. Tipuri de pereţi exteriori din panouri mari:
a – panou tristrat cu faţa exterioară din frize de cherestea; *b* – cu stratul exterior de protecţie din cărămidă; *1* – frize din cherestea 18 mm; *2* – strat de aer 36 mm; *3* – vată minerală de 40 mm; *4* – folie de polietilenă de 0,2 mm; *5* – PAL–AI de 12 mm; *6* – strat aer de minimum 40 mm; *7* – zidărie de cărămidă aparentă de 12,5 mm.

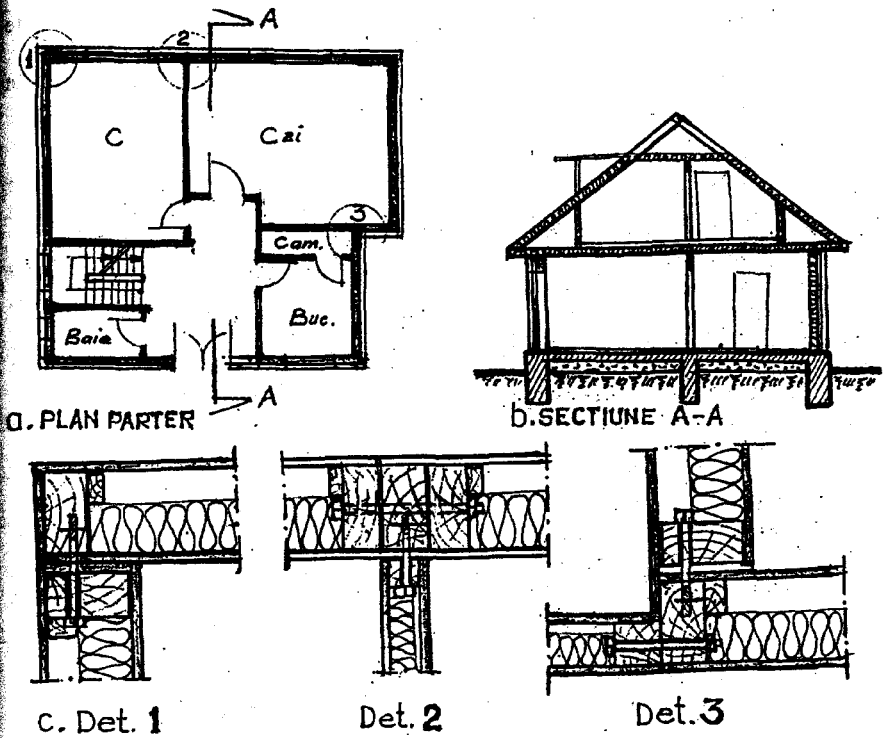


Fig. 4.15. Casă prefabricată din panouri de tip „b"
a – plan parter; *b* – secţiune transversală;
c – detalii de îmbinare între panouri.

b – idem ca la varianta „a", având la exterior un strat suplimentar realizat din cărămidă eficientă, de 12,5 cm grosime (fig. 4.16, *b*).

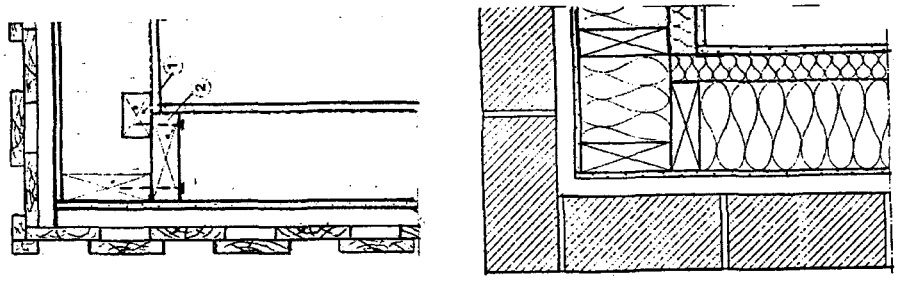


Fig. 4.16. Case prefabricate din panouri mari tristrat:
a – cu strat de protecţie la exterior din cherestea;
b – cu strat de protecţie la exterior din zidărie de cărămidă aparentă;
1 – element de montaj; *2* – montant.

Straturile componente şi modul de alcătuire constructivă a panourilor exterioare, realizate în cele două variante constructive, sunt ilustrate în fig. 4.17.

Detaliile constructive privind modul de îmbinare a panourilor de pereţi exteriori cu pardoseala şi infrastructura sunt prezentate în fig. 4.18.

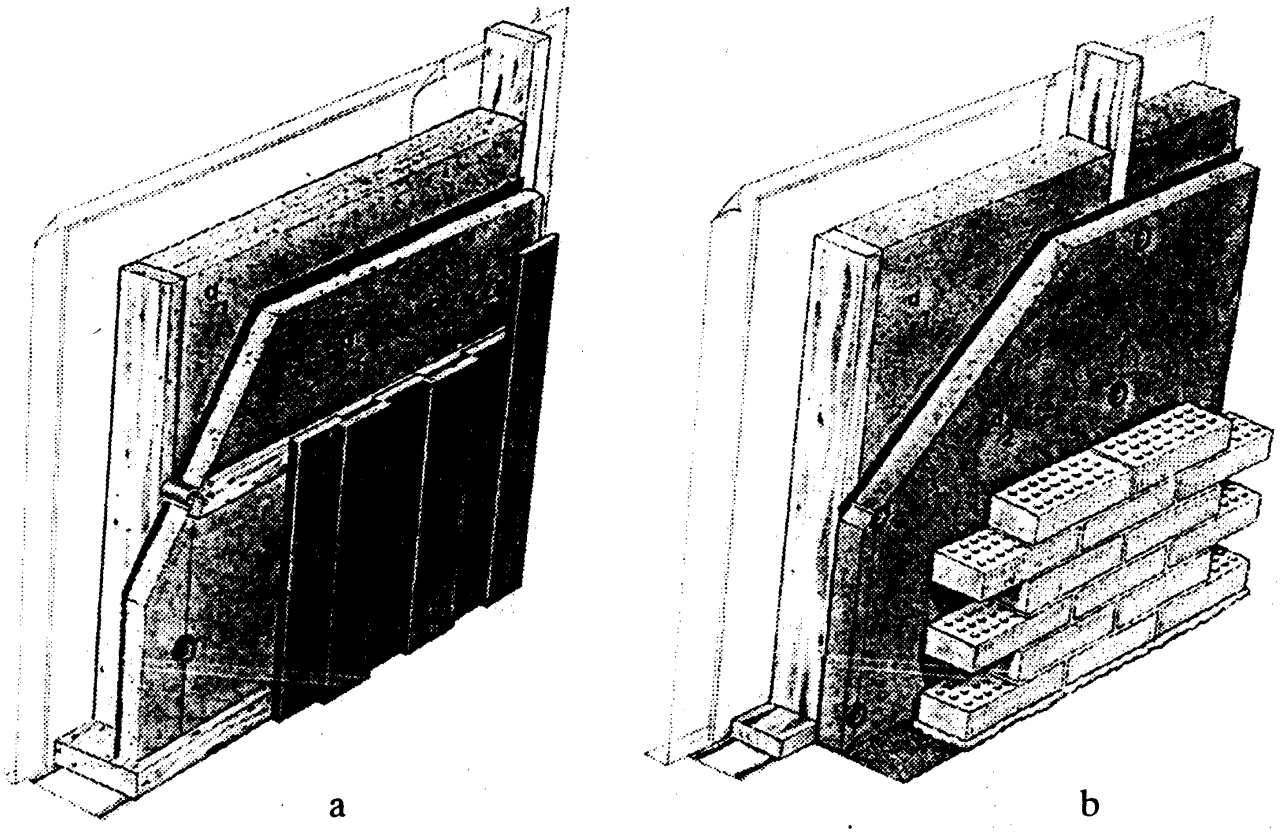


Fig. 4.17. Variante moderne de realizare a panourilor exterioare:
a – cu strat exterior de protecţie din cherestea; *b* – cu strat exterior din cărămidă eficientă.

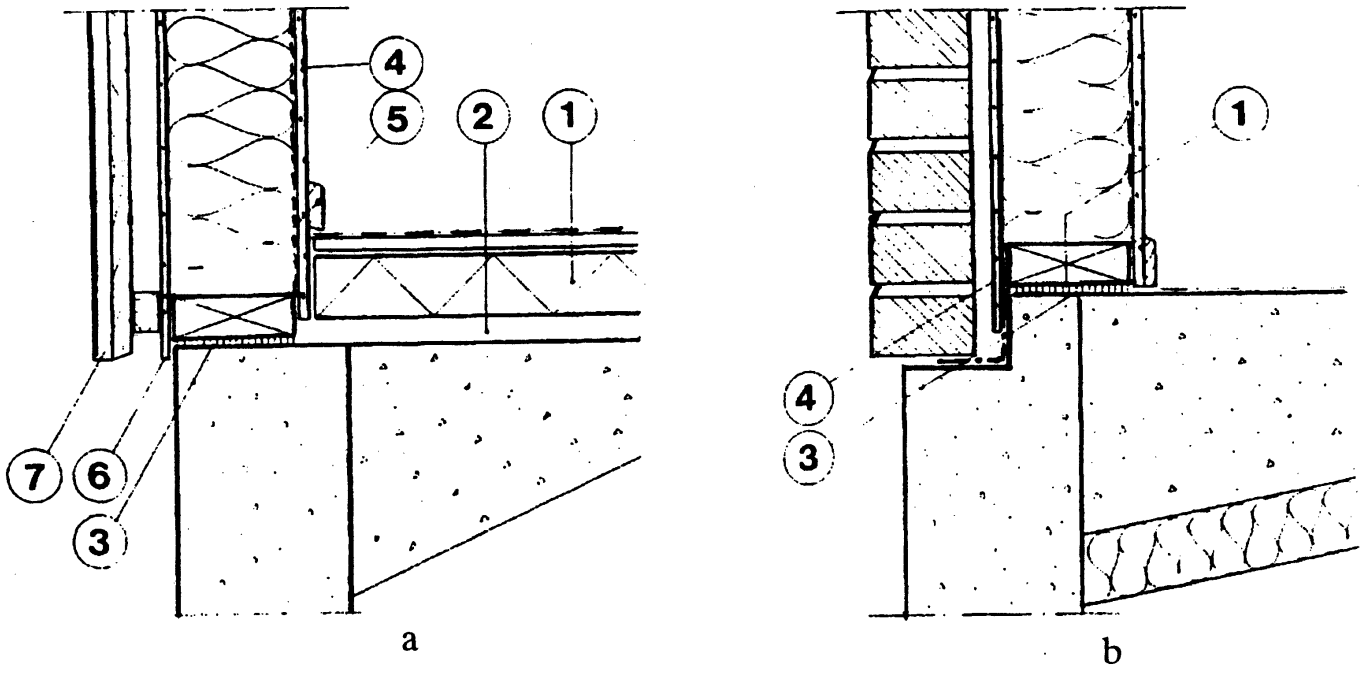


Fig. 4.18. Detalii de îmbinare a panourilor prefabricate cu pardoseala şi infrastructura:
a – cu strat exterior din cherestea; *b* – cu strat exterior din cărămidă;
1 – termoizolaţie; *2* – strat de egalizare;

4.5. ŞARPANTE DIN LEMN

4.5.1. CONSIDERAŢII GENERALE

Prin şarpantă se înţelege, în general, scheletul de rezistenţă al unui acoperiş, cu ...ntă medie sau mare, folosit la clădirile civile, cu învelitoare continuă sau discon...uă (tablă, ţiglă etc.).

Acoperişurile cu şarpantă folosite la clădiri civile se pot realiza într-o diver...tate mare de tipuri constructive. Stabilirea tipului constructiv de şarpantă se face, în ...eneral, în funcţie de forma în plan şi elevaţie a acoperişului şi mărimea deschiderii.

Forma în plan şi elevaţie a unui acoperiş cu şarpantă se stabileşte la rândul său ...n funcţie de forma în plan şi destinaţia clădirii, ţinând seama totodată de cerinţele ...mpuse de plastica şi ...ompoziţia arhitectu...ală ale zonei de ampla...ament (fig. 4.19).

În general, la un acoperiş cu şarpantă realizat din mai multe plane (fig. 4.20), se pot distinge următoarele elemente caracteristice:

– coama, rezultată din intersecţia a două suprafeţe plane înclinate, longitudinale;

– creasta sau muchia înclinată, rezultată din intersecţia a două suprafeţe plane înclinate, dispuse longitudinal şi transversal;

– dolia sau muchia (intrândă), rezultată din intersecţia a două suprafeţe plane înclinate, dispuse longitudinal şi transversal;

– streaşina sau cornişa, reprezentând partea cu care planurile înclinate depăşesc linia conturului peretilor exteriori.

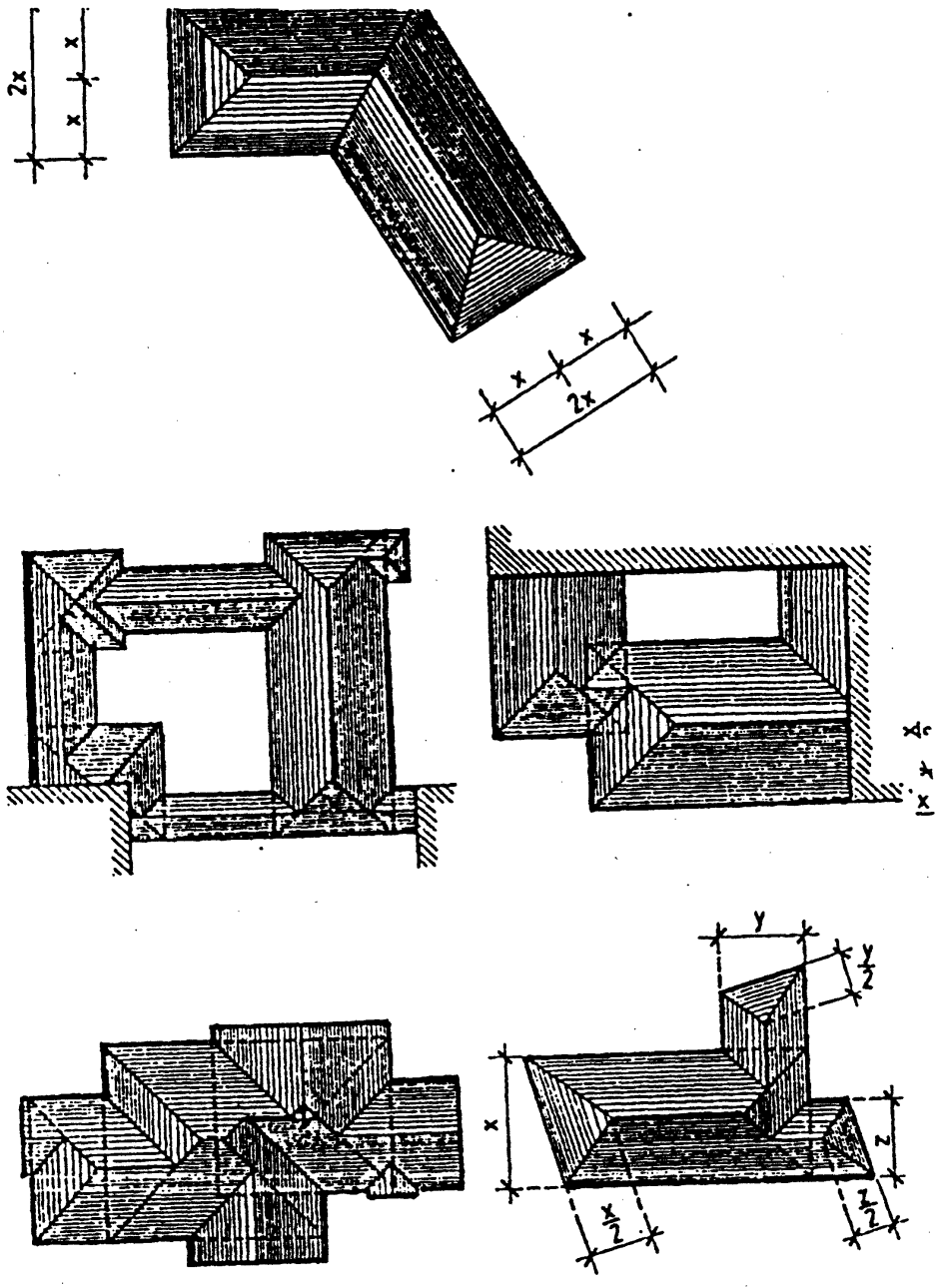


Fig. 4.19. Acoperişuri cu şarpană având diferite forme în plan şi ...elevaţie

4.5.2. TIPURI CONSTRUCTIVE ŞI ELEMENTE COMPONENTE

La alegerea soluţiei constructive pentru realizarea şarpantelor trebuie să se ţină seama atât de mărimea deschiderii (lăţimii) clădirii, cât şi de destinaţia spaţiului creat între învelitoare şi planşeul de la ultimul nivel.

Şarpante din căpriori. Cel mai simplu sistem constructiv este format din perechi de căpriori care, de obicei, se aplică în cazul deschiderilor relativ mici şi se poate realiza fără sau cu tiranţi orizontali de rigidizare (fig. 4.21). Prin introducerea tiranţilor, care pot constitui suportul pentru tavanul (plafonul) mansardei, se reduce deschiderea de calcul a căpriorilor şi, în consecinţă, momentul încovoietor şi secţiunea necesară.

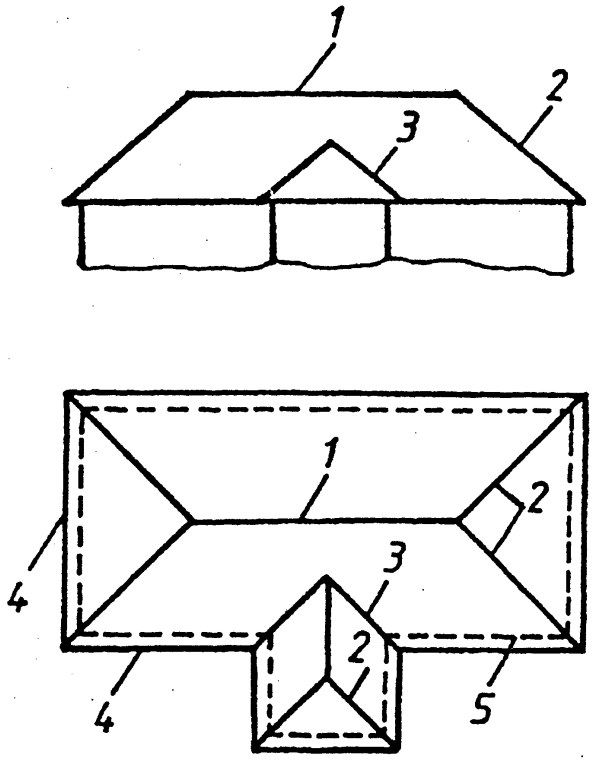


Fig. 4.20. Elemente geometrice şi constructive caracteristice acoperişurilor cu şarpantă: *1* – coamă; *2* – creastă; *3* – dolie; *4* – streaşină; *5* – conturul pereţilor exteriori.

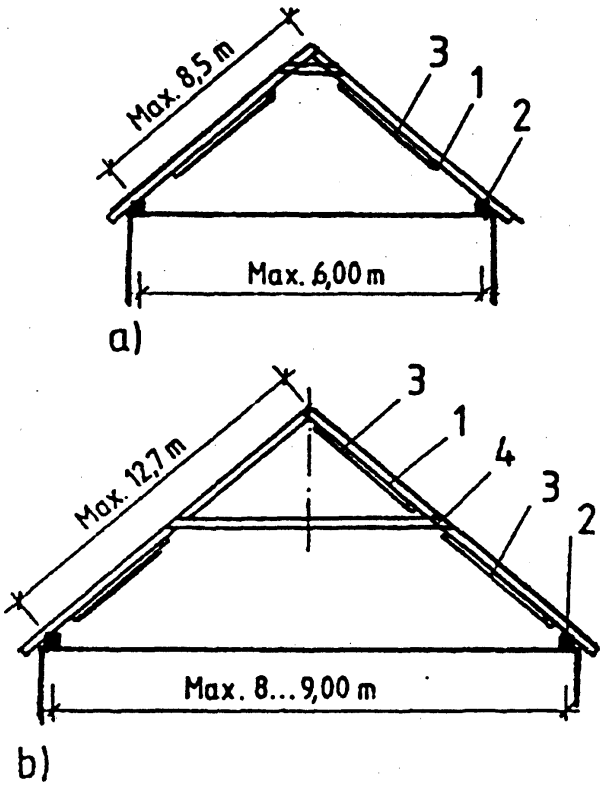


Fig. 4.21. Şarpantă din căpriori: *a* – fără tiranţi; *b* – cu tiranţi orizontali de rigidizare; *1* – căpriori; *2* – pana de streaşină; *3* –contravântuiri longitudinale; *4* – tiranţi de rigidizare.

Varianta fără tirant se adoptă pentru deschideri mici (*max* 6,00 m), iar varianta cu tirant pentru deschideri care nu depăşesc 8 (9) m. În ambele vaiante, stabilitatea generală a acoperişului sub acţiunea încărcărilor verticale şi orizontale se realizează prin intermediul contravântuirilor longitudinale. Rezemarea şi fixarea căpriorilor la nivelul planşeului se pot face prin intermediul unei grinzi (pane de streaşină) sau al unei tălpi din lemn şi centuri de beton armat.

Un exemplu de şarpantă din căpriori cu tiranţi de rigidizare, cu detaliile caracteristice, este prezentat în figura 4.22. Căpriorii, care se dispun la *max* 80 cm interax, se pot realiza din lemn ecarisat (dulapi, rigle) sau rotund, iar tiranţii, din unul sau două elemente, care se îmbină în noduri prin intermediul cuielor sau buloanelor. La partea inferioară, îmbinarea căpriorilor cu centura de beton armat se realizează

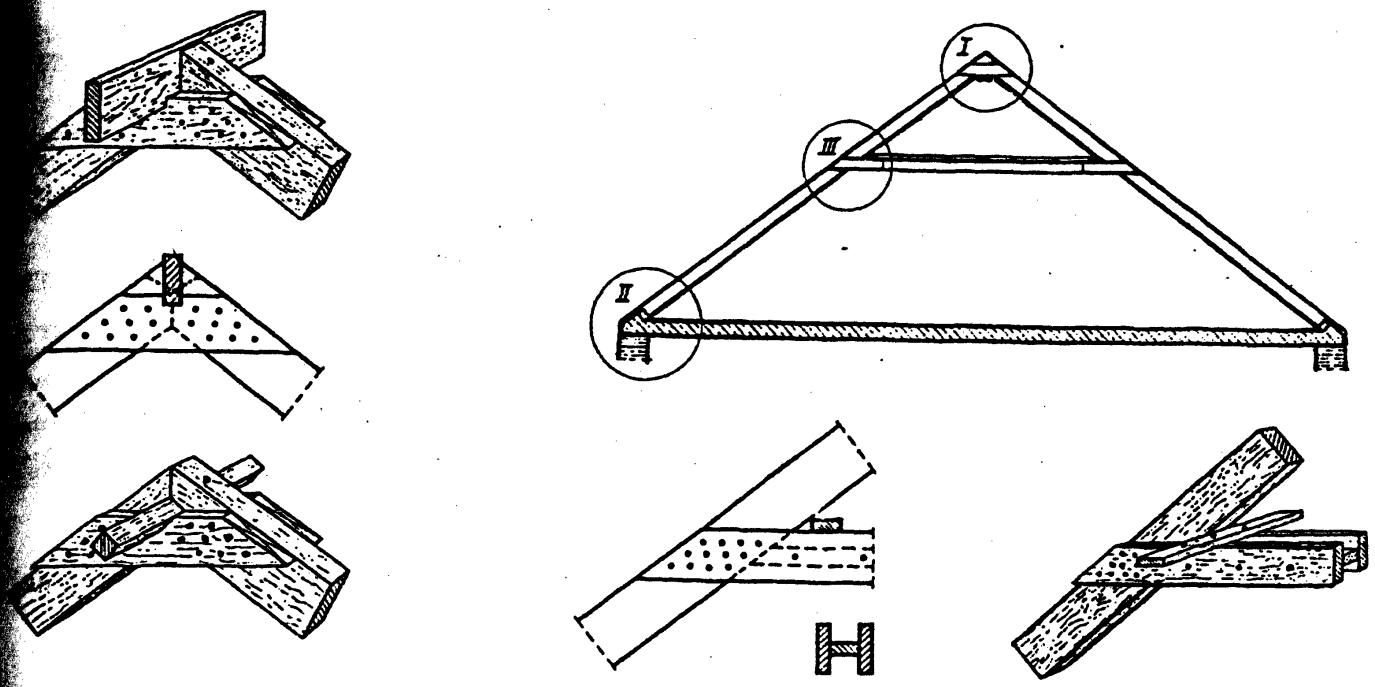


Fig. 4.22. Exemplu de şarpantă din căpriori, cu detaliile constructive caracteristice.

În vederea îmbunătăţirii rigidităţii şarpantei la încărări orizontale, pe de o parte, şi creşterii productivităţii pe şantier, pe de altă parte, aceasta se realizează din ferme prefabricate, la care îmbinările în noduri se realizează prin intermediul unor eclise (gusee) din PAL sau placaj de construcţie (fig. 4.23). Un exemplu de şarpantă de acest tip, concepută pentru realizarea unui acoperiş cu mansardă, este ilustrat în fig. 4.24.

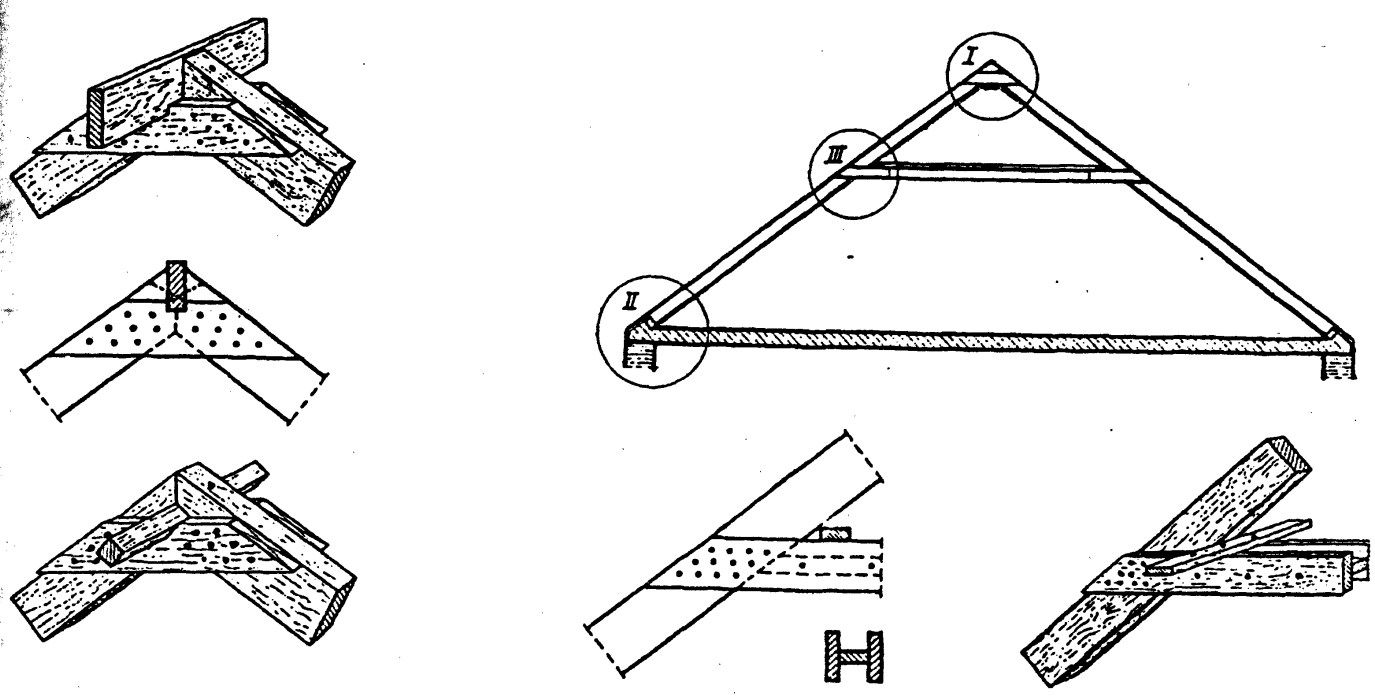


Fig. 4.23. Variante de şarpante din căpriori şi tiranţi, realizate din ferme prefabricate.

Şarpante pe scaune. În cazul acoperişurilor cu deschideri mai mari şi cu gabarit liber (fără mansardă), se poate prevedea unul dintre tipurile de şarpante pe scaune

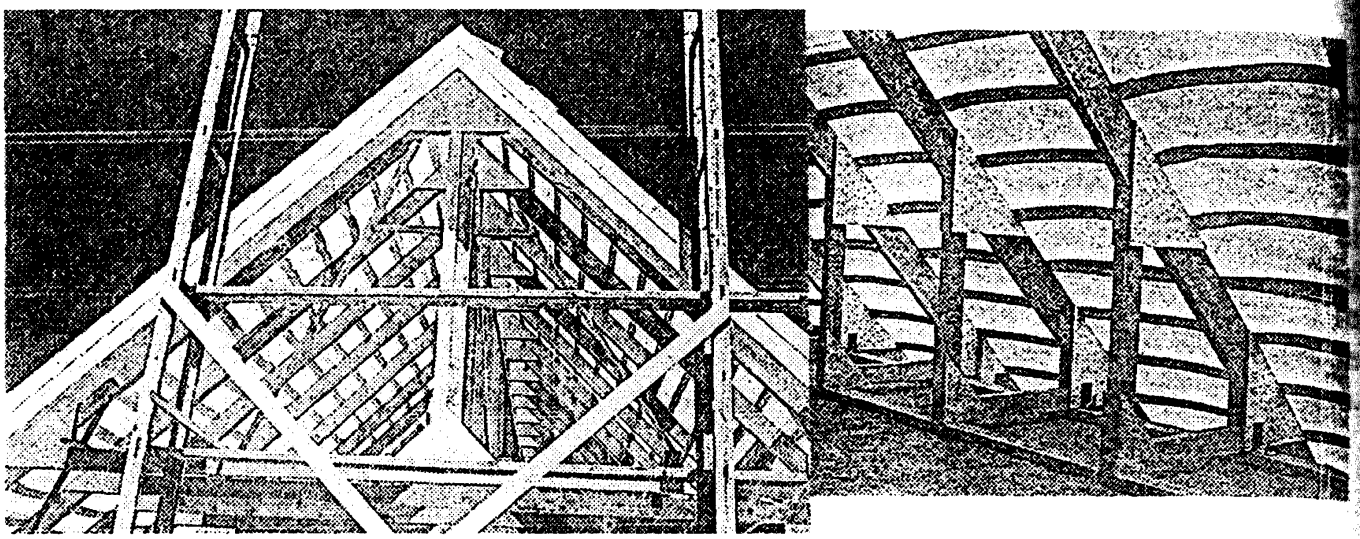


Fig. 4.24. Detalii de realizare a îmbinărilor din noduri corespunzătoare unei șarpante din ferme prefabricate.

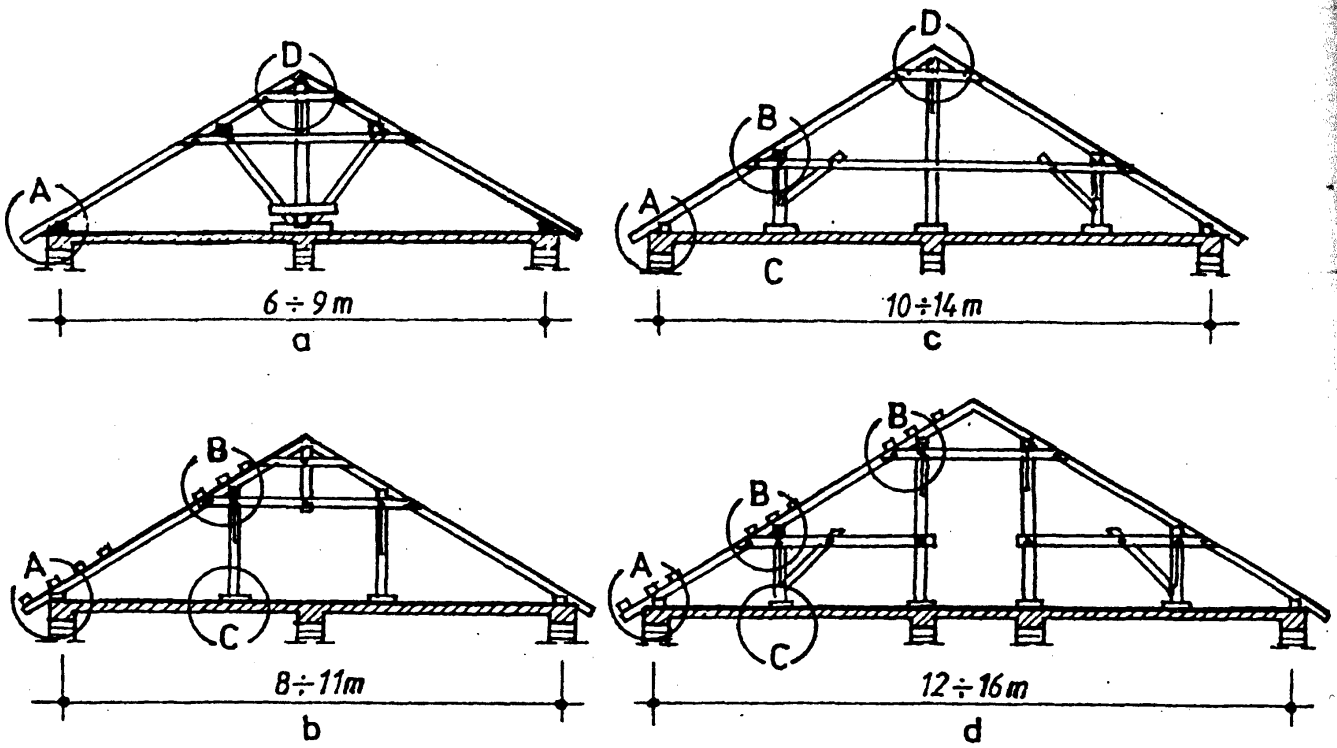


Fig. 4.25. Principalele tipuri de șarpante pe scaune:
a – cu deschideri de 6–9 m; *b* – cu deschideri de 8–12 m; *c* – cu deschideri de 12–14 m; *d* – cu deschideri de 14–16 (18) m.

Utilizarea șarpantelor pe scaune permite reducerea însemnată a deschiderilor căpriorilor, asigurând totodată o mai bună rigidizare a elementelor șarpantei, atât în sens transversal, cât și în cel longitudinal. Tipul șarpantei (cu 1, 2, 3... scaune) și modul de alcătuire se stabilesc în funcție de mărimea deschiderii și poziția elementelor structurale verticale (pereților sau cadrelor transversale și longitudinale).

În general, șarpantele pe scaune, care formează un sistem spațial (fig. 4.26), sunt alcătuite din: elemente verticale (popi-scaune), pe care reazemă elemente orizontale–longitudinale (pane de câmp); elemente înclinate (căpriori), dispuse după

zem şi coamă; elemente orizontale de rigidizare transversală (cleşti), care se un în dreptul popilor şi asigură îmbinarea dintre popi, pane, căpriori şi contrafişe re înclinate de contravântuire transversală).

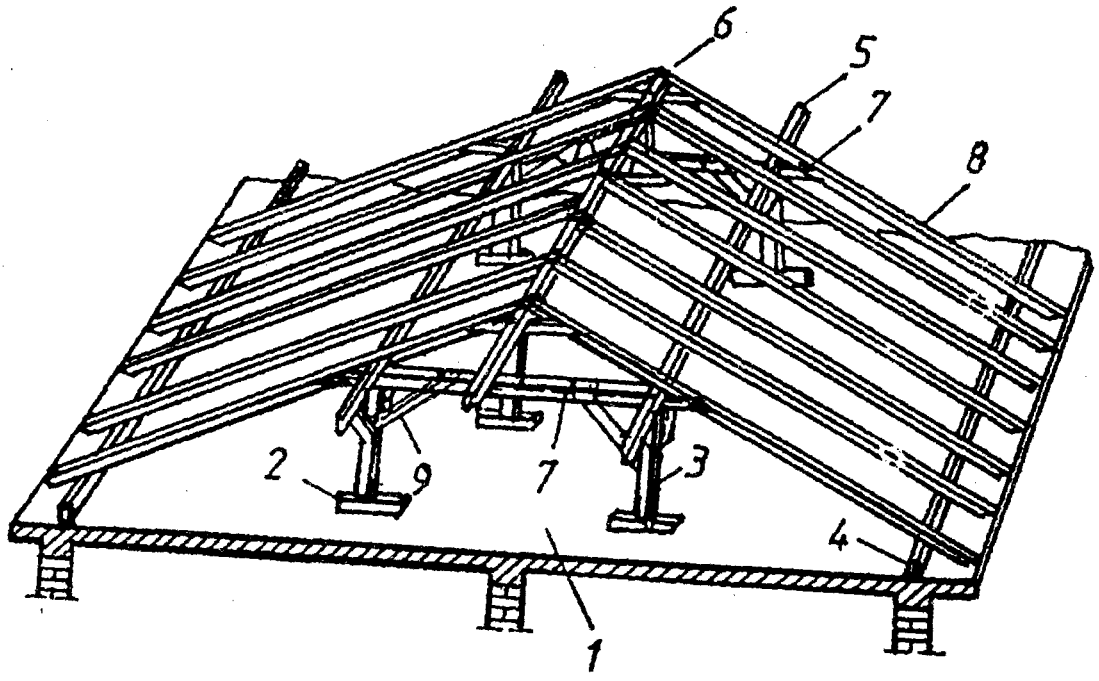


Fig. 4.26. Vedere în perspectivă a unei şarpante pe scaune; elementele componente: *1* – planşeu de beton armat; *2* – talpă de repartiţie; *3* – scaune (pop); *4* – cosoroabă; *5* – pană de câmp; *6* – pană de coamă; *7* – cleşti; *8* – căpriori; *9* – contrafişe (transversale şi longitudinale).

Şarpantele pe scaune, care formează sistemul plan, se dispun în lungul clădirii a intervale de 3,5–4,5 (5,0) m, în funcţie de poziţia pereţilor portanţi. Este indicat ca descărcarea popilor pe planşeu să se facă prin intermediul unor tălpi şi, pe cât posibil, direct pe pereţii portanţi (transversali sau longitudinali).

Stabilitatea spaţială a acoperişului cu şarpanta pe scaune (în sens transversal şi longitudinal) se asigură prin prevederea contravântuirilor (contrafişelor) transversale şi longitudinale, cu ajutorul cărora se realizează rigidizarea dintre popi, pane şi cleşti.

În figura 4.27 sunt prezentate detaliile constructive privind modul de realizare a îmbinărilor din nodurile caracteristice ale şarpantelor pe scaune, folosite curent la construcţii civile (vezi fig. 4.25 tipurile *b*, *c* şi *d*).

Căpriorii se pot confecţiona din lemn ecarisat (rigle cu secţiune dreptunghiulară 5,8/7,8–7,9/9,6 cm) sau din lemn rotund cu diametrul de 10–12 cm. Se confecţionează dintr-o singură bucată, sau din bucăţi, când îmbinarea se face prin chertare, în dreptul panelor. Se dispun după linia de pantă – perpendicular pe coamă, la distanţa a = 70–80 cm (fig. 4.26).

Panele din câmp curent, de coamă şi de streaşină, se execută din lemn ecarisat (între 10 × 12 şi 15 × 20 cm). Deschiderea panelor se ia egală cu distanţa dintre popi, respectiv ferme, şi variază între 3,5 şi 4,5 (5,0) m. Îmbinarea panelor de streaşină se face cap la cap, iar a panelor de câmp şi coamă, prin chertare şi buloane de strângere în dreptul reazemelor (popilor).

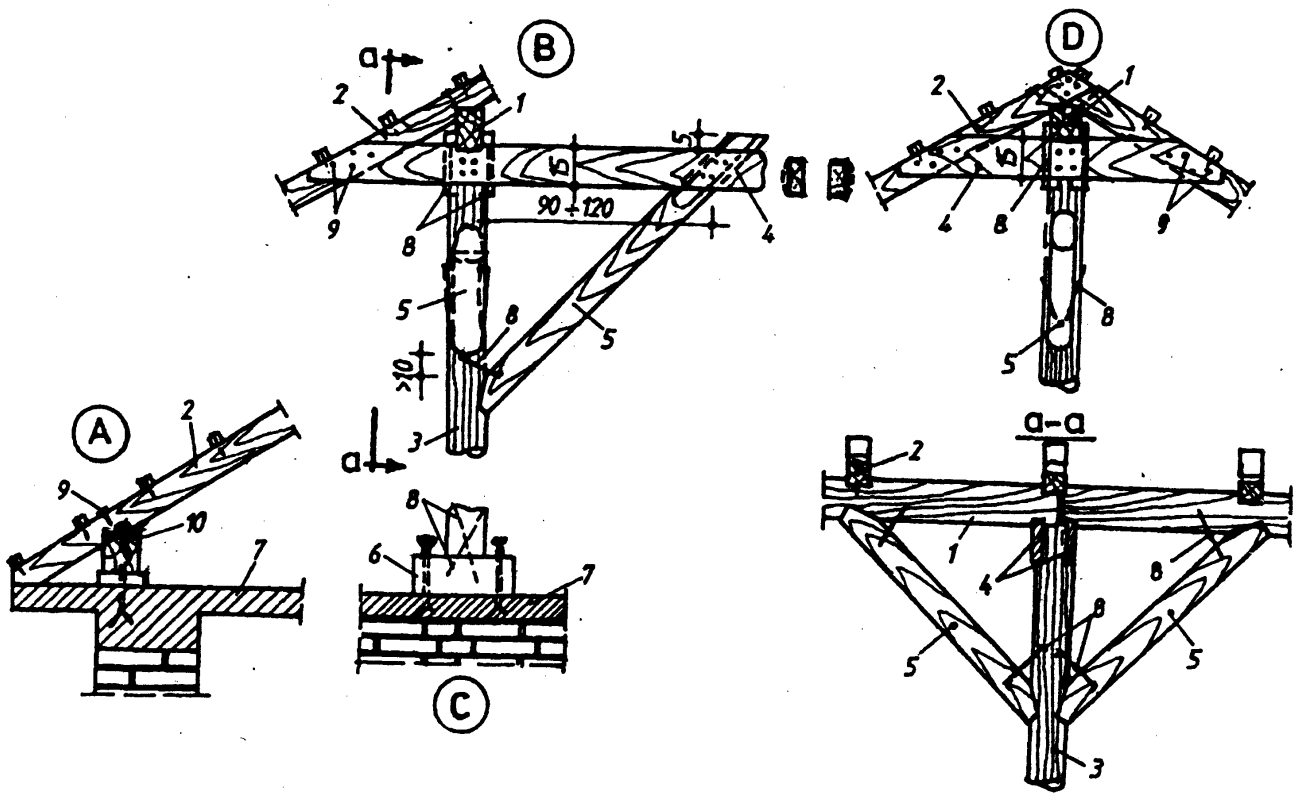


Fig. 4.27. Detalii constructive caracteristice şarpantelor din lemn pe scaune:
A – îmbinarea între căprior, pană de streaşină (cosoroabă) şi centura de beton armat; *B* – idem între căprior, pană curentă, clești şi pop; *C* – între pop, talpă şi planşeu; *D* – între căprior, pană de coamă clești şi pop central.

Elementele verticale ale şarpantei se pot realiza din lemn ecarisat de 12 × 12 – 15 × 15 cm, sau din lemn rotund cu diametrul de 12–15 cm. Rezemarea popilor pe planşeu se face prin intermediul unor tălpi de repartiţie din lemn (fig. 4.27).

Pentru asigurarea stabilităţii (rigidităţii) spaţiale a şarpantei sub acţiunea încărcărilor, se prevăd contrafişe (transversale şi longitudinale) şi clești prin intermediul cărora se realizează îmbinarea în nodurile fermei între căpriori, pane, contrafişe şi popi.

Îmbinarea între căpriori, pane, popi şi clești, se realizează prin intermediul cuielor, iar între popi, talpă şi contrafişe, prin chertare şi scoabe. Pana de streaşină (cosoroaba) şi tălpa de repartiţie se ancorează în placa sau centura de beton armat, prin intermediul buloanelor de ancoraj sau al mustăţilor din oţel-beton.

4.5.3. CALCULUL ELEMENTELOR ŞARPANTEI

Calculul elementelor şarpantei se face în ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare, pentru încărcări de calcul, la starea limită de rezistenţă, şi încărcări normate, la starea limită de deformaţie.

Căpriori. Calculul căpriorilor se poate face pentru schema statică de grindă simplu rezemată sau continuă, având deschiderea egală cu distanţa dintre pane în proiecţie pe orizontală. În general, calculul se face pentru schema de grindă simplu rezemată, încărcată cu sarcini permanente *g* (provenite din greutatea proprie, a învelitorii şi a elementelor suport ale învelitorii – astereală sau şipci) şi temporare *p* (din zăpadă şi vânt) stabilite în conformitate cu STAS 10101/1–78, STAS 10101/20–93

Determinarea eforturilor M, T şi N se face după metoda staticii construcţiilor, ţinând seama de schema statică şi de încărcarea corespunzătoare situaţiei reale. Dimensionarea secţiunii se face pentru M_{max}, în ipoteza cea mai defavorabilă de încărcări (permanente şi temporare), cu relaţia:

$$\sigma_{ef} = \frac{M_{\max}}{W_{net}} \le R_i \left[\text{daN/cm}^2\right], \tag{4.1}$$

în care: M_{max} este momentul încovoietor maxim de calcul, în daN cm;
W_{net} – modulul de rezistenţă net al secţiunii transversale, în cm^3;
R_i – rezistenţa de calcul a lemnului la încovoiere, în daN/cm^2.

Din relaţia (4.1) se poate determina modulul de rezistenţă minim necesar, cu relaţia:

$$W_{nec} = \frac{M_{\max}}{R_i} \left[\text{cm}^3\right]. \tag{4.2}$$

Verificarea eforturilor unitare normale se face la M şi N în secţiunea în care valoarea momentului încovoietor este maximă, iar modulul de rezistenţă se determină ţinând seama de eventualele slăbiri. Dacă secţiunea cea mai slăbită nu coincide cu secţiunea în care momentul încovoietor are valoarea maximă, se impune o verificare suplimentară şi în secţiunea cu slăbiri maxime ($W_{net,\,min}$).

În cazul elementelor încovoiate, pe lângă calculul de rezisenţă, se impune şi o verificare a rigidităţii, respectiv a săgeţii acestora, cu relaţia:

$$f_{ef} \le f_{\lim}, \tag{4.3}$$

în care: f_{ef} este valoarea deformaţiei (săgeţii) efective, în cm;
f_{lim} – valoarea deformaţiei (săgeţii), stabilită în conformitate cu prevederile din STAS 856–71.

Valoarea săgeţii efective maxime se determină cu relaţia:

$$f_{ef,\max} = \frac{M_{\max}}{EI} = 2\alpha \frac{M_{\max}}{W} \frac{l}{Eh} = k \cdot \sigma_{ef} \cdot \frac{l}{Eh}, \tag{4.4}$$

în care: $k = 2\alpha$ este coeficient numeric care depinde de modul de încărcare şi condiţiile de rezemare;
l; h – deschiderea de calcul, respectiv înălţimea (diametrul) secţiunii transversale.

Pane. Calculul panelor curente sau de coamă se face la încovoiere oblică, pentru schema de grindă simplu rezemată. În cazul şarpantelor cu contrafişe, deschiderea teoretică de calcul se stabileşte cu relaţia (fig 4.28):

$$l_c = l_0 + 2 \cdot \frac{a}{2} = l_0 + a. \tag{4.5}$$

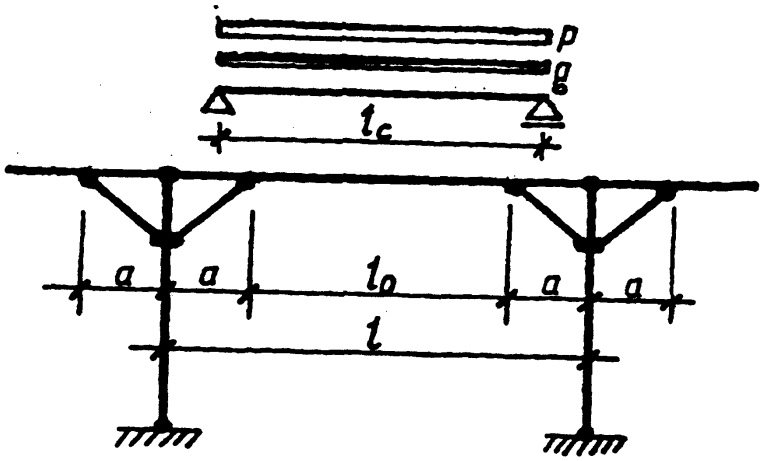


Fig. 4.28. Schema statică și de încărcare pentru calculul panelor.

Verificarea (dimensionarea) secțiunii se face în ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare, cu relația:

$$\sigma_{ef} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_i, \tag{4.6}$$

în care: M_x; M_y sunt componentele momentelor încovoietoare, corespunzătoare axelor principale x–x și y–y;

W_x; W_y – modulele de rezistență ale secțiunii transversale în raport cu axele x–x și y–y.

Verificarea săgeții (rigidității) panelor solicitate la încovoiere oblică se face cu relația:

$$f_{ef} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}, \tag{4.7}$$

în care: f_x; f_y reprezintă valoarea săgeții (deformației) determinate în raport cu axa x–x, respectiv y–y.

Secțiunea transversală a panelor de streașină se stabilește din considerente constructive.

Popi. Calculul popilor se face la compresiune cu flambaj pentru efortul axial N_{max}. Lungimea de flambaj se poate lua egală cu înălțimea efectivă a popilor.

Verificarea efortului unitar normal se face cu relația:

$$\sigma_{ef} = \frac{N_{max}}{\varphi_{A_{br}}} \leq R_c, \tag{4.8}$$

în care: N este efort axial de calcul, în daN;

A_{br} – aria secțiunii transversale brute, în cm^2;

φ – coeficient de flambaj.

Valoarea coeficientului de flambaj se determină pentru lungimea de flambaj l_f,

4.5.4. ŞARPANTE CU STRUCTURA SPAŢIALĂ

Şarpantele cu structura spaţială reprezintă o variantă constructivă nouă (modernă), care sistemul de căpriori de la şarpantele clasice se înlocuieşte cu reţea lamelară.

În scopul eliminării dezavantajelor pe care le prezintă tipurile de şarpante azate pe sistemele constructive clasice, realizate din căpriori cu sau fără tirant sau le pe scaune, dezavantaje ce constau, în principal, în consumul mare de material mnos şi cost ridicat pe unitate de suprafaţă, în cadrul catedrei de Construcţii civile n Facultatea de Construcţii din Cluj-Napoca, s-a conceput şi realizat un nou tip icient de şarpantă cu structură spaţială (fig. 4.29).

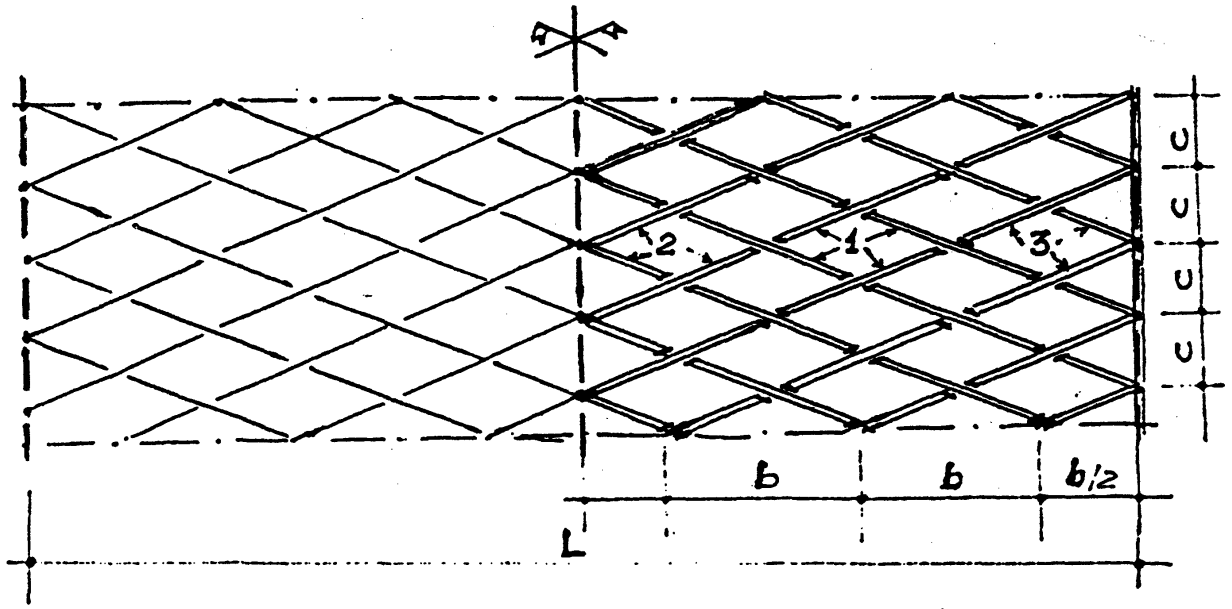


Fig. 4.29. Vederea în planul acoperişului:
a – schema reţelei spaţiale; *b* – tipuri de lamele caracteristice;
1 – curent; *2* – de coamă; *3* – de streaşină.

Noul tip de şarpantă cu structură spaţială este alcătuit din elemente (lamele) liniare din lemn, dispuse pe două direcţii ce se intersectează, formând o reţea rombică-spaţială.

Avantajele noului tip de şarpantă constau în aceea că structura spaţială se realizează numai din trei tipuri principale de lamele prefabricate, care se îmbină în noduri prin intermediul cuielor sau buloanelor. Un alt avantaj important constă în aceea că se pot elimina panele şi o parte din contravântuirile necesare pentru rigidizarea spaţială a sistemului clasic, ceea ce conduce la reducerea substanţială a consumului de material lemnos şi a manoperei pe şantier, respectiv la reducerea costului.

Totodată, noul tip de şarpantă, cu structura spaţială, se pretează foarte bine la realizarea acoperişurilor cu mansardă, în condiţii de maximă eficienţă din punct de vedere tehnic şi economic. Un exemplu de realizare a noului tip de acoperiş, cu mansardă, în secţiune transversală şi vedere de sus, este prezentat în figura 4.30.

Planurile înclinate din reţea lamelară ale şarpantei, dispuse simetric sau nesimetric, se pot alcătui pe şantier din lamele independente sau din panouri preconfecţionate în atelier, iar îmbinarea lamelelor în noduri se realizează prin intermediul buloanelor şi plăcuţelor metalice.

Vederea în perspectivă cu principalele detalii constructive este prezentată în

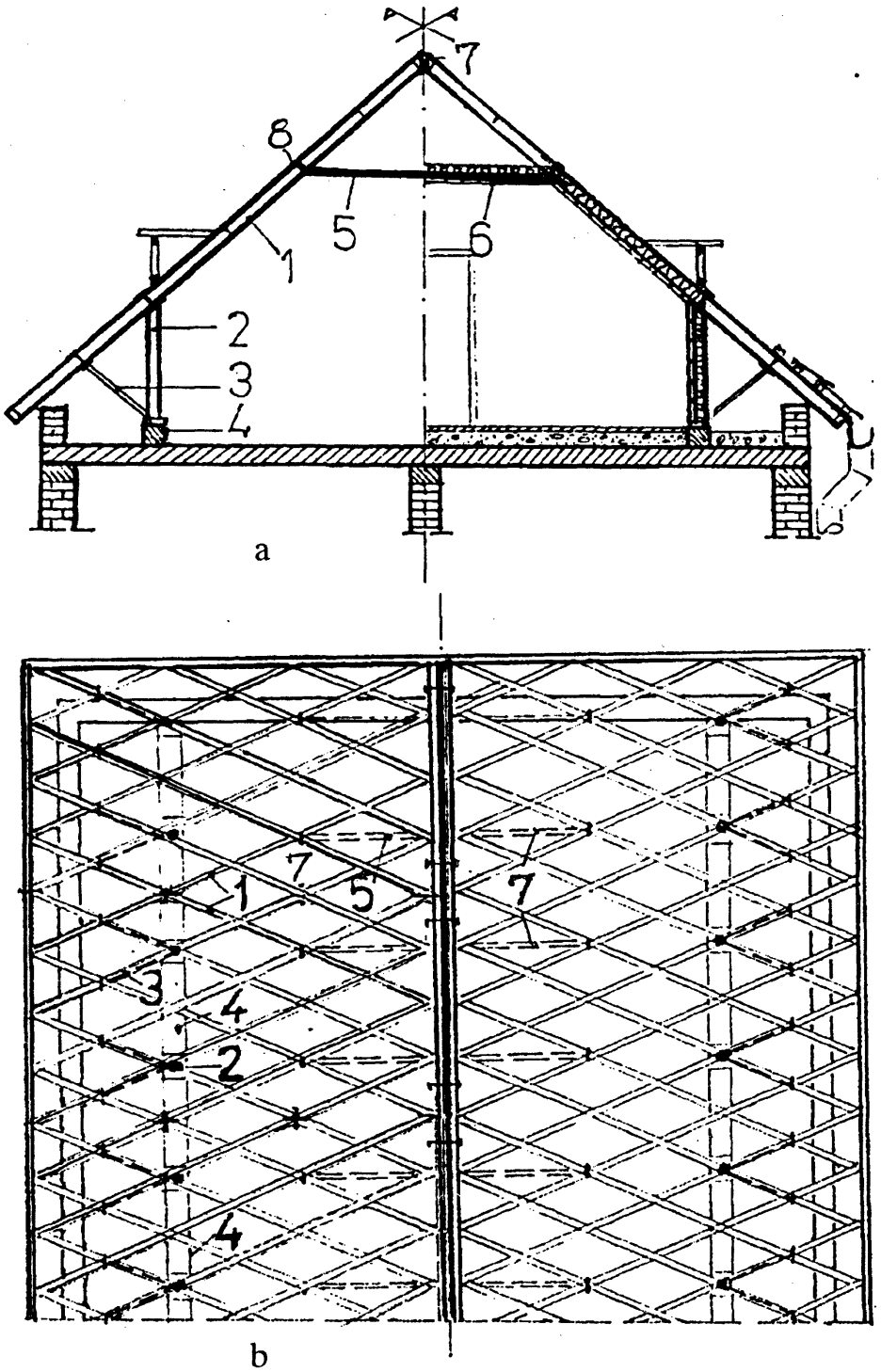


Fig. 4.30. Acoperiș cu structura spațială din lamele tipizate:
a – secțiune transversală; *b* – vedere de sus;
1 – rețeaua lamelară; *2* – elemente verticale de susținere (popi); *3* – elemente de contravântuire;
4 – talpa; *5* – tiranți; *6* – panouri termoizolante.

Rețeaua lamelară, care formează planurile înclinate ale acoperișului, reazemă la partea inferioară (lateral) pe elemente spațiale (compuse din bare verticale și înclinate) care asigură preluarea și transmiterea încărcărilor verticale și a împingerilor laterale. În dreptul elementelor de reazem, care se dispun în lungul acoperișului, se prevăd la partea superioară bare orizontale de rigidizare (tiranți). Tiranții care se realizează de obicei din metal servesc și pentru susținerea panourilor de tavan. Prinderea rețelei lamelare de elementele de reazem și tiranți se realizează prin intermediul ecliselor metalice, al cuielor și buloanelor

Structura lamelară pare în planul acoperişului ca o reţea spaţială, alcătuită din bare înclinate ce se intersectează în noduri, şi este acţionată de încărcări (verticale şi orizontale) care se descompun în două componente: una care acţionează normal pe planul reţelei, determinând solicitarea la încovoiere, iar a doua care acţionează în planul reţelei, determinând eforturi axiale în barele reţelei.

Din punct de vedere static, reţeaua lamelară este un sistem multiplu static nedeterminat. Pentru realizarea calculului static la componentele normale, care determină solicitarea la încovoiere, se pune condiţia de asigurare a legăturilor în noduri, înainte şi după deformaţie, scriind în fiecare nod egalitatea săgeţilor, pe cele două direcţii şi egalitatea rotirilor din încovoiere a lamelelor de pe o direcţie cu rotirile din răsucire a lamelelor de pe cealaltă direcţie. Se obţine astfel un sistem de ecuaţii ale cărui necunoscute sunt eforturile (momentele încovoietoare) în structura lamelară. Pentru componentele în planul reţelei lamelare, care determină eforturi axiale în lamele (care se intersectează în nodurile reţelei), calculul se face folosind metodele staticii construcţiilor.

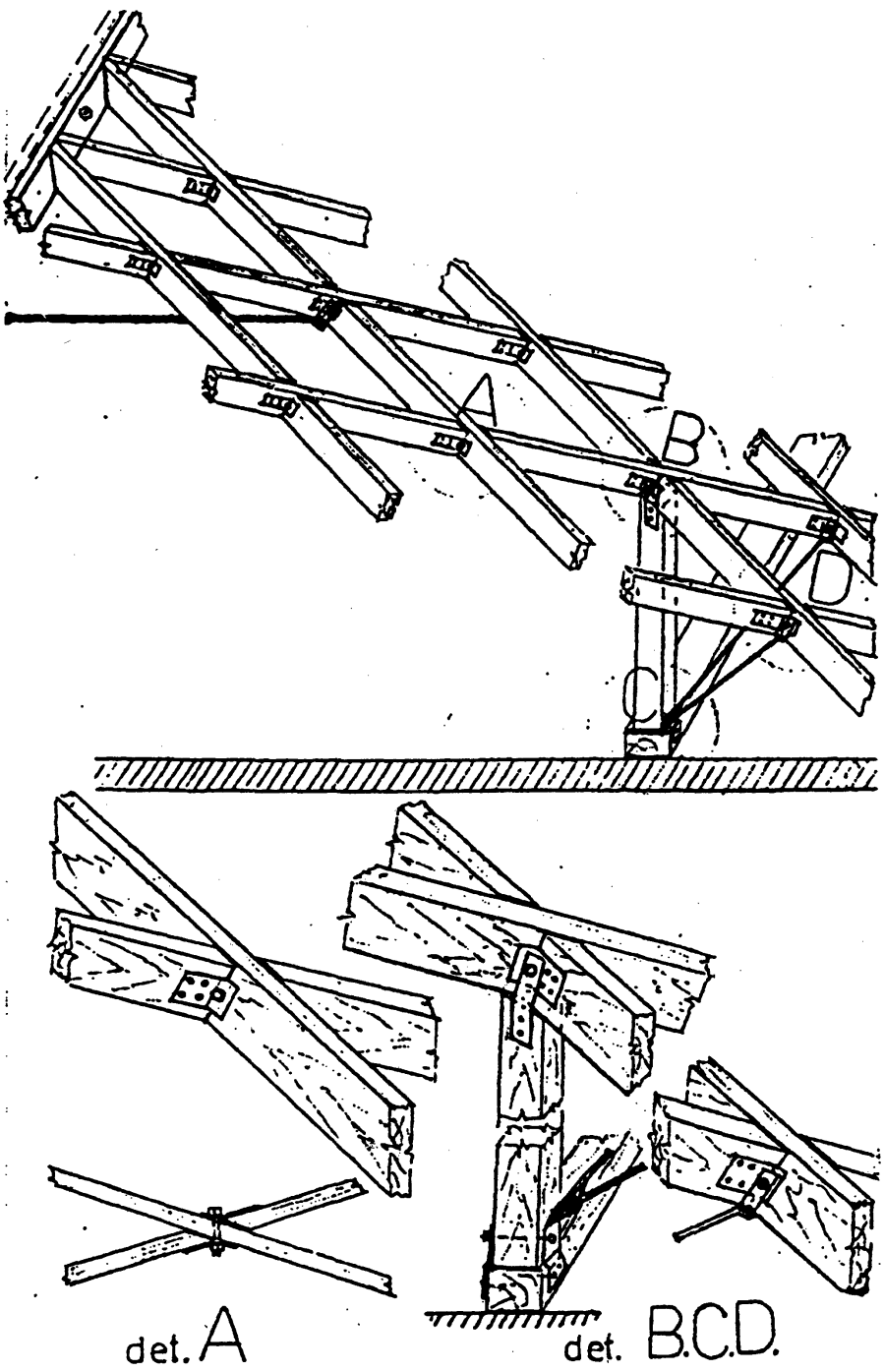


Fig. 4.31. Vedere în perspectivă şi detaliile caracteristice ale acoperişului cu structură spaţială.

Având în vedere faptul că un calcul exact – spaţial – este foarte laborios, în proiectarea curentă se folosesc, de obicei, metode simplificate, bazate pe numeroase studii privind comportarea acoperişurilor cu reţea lamelară sub acţiunea încărcărilor verticale şi orizontale.

O metodă aproximativă, folosită curent, constă în separarea din reţeaua spaţială a unei fâşii având lăţimea c egală cu pasul reţelei (fig. 4.32). Starea de eforturi M, N, T se determină pentru ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare în

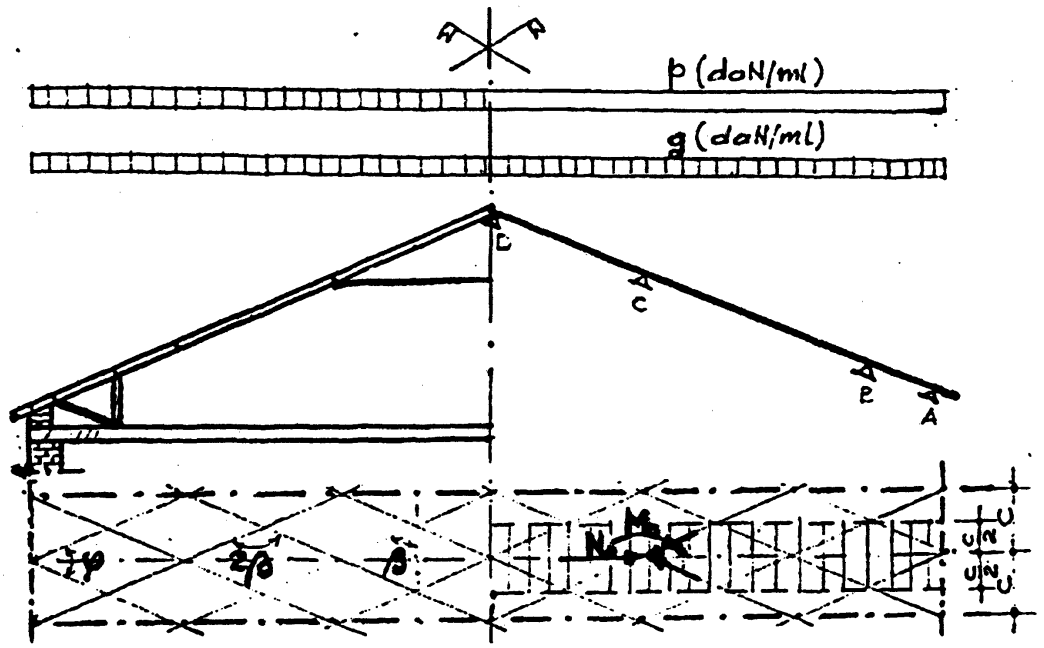


Fig. 4.32. Schemă pentru calculul aproximativ al acoperișului cu structură spațială.

conformitate cu schema statică (grindă continuă cu două sau mai multe deschideri) stabilită în concordanță cu modul de rezemare în câmp și pe contur.

Calculul rețelei lamelare se face la compresiune excentrică în ipoteza că momentul încovoietor M este preluat numai de lamela continuă în nod ($W_n = W_{ln}$), iar efortul axial N, de ambele lamele ($A_n = 2A_{ln}$).

Verificarea eforturilor unitare normale în nodurile rețelei lamelare se face pentru $M = M_0 \sin\beta$ și N aferent ($N = N_0/2 \sin\beta$), cu relația:

$$\sigma = \frac{N_0}{2A_n \sin\beta} + \frac{M_0}{\xi W_n \sin\beta} \cdot \frac{R_c}{R_i} \leq R_c, \qquad (4.9)$$

în care: N_0 este efortul axial, în daN;

M_0 – moment încovoietor maxim, în daNcm;

A_n – aria secțiunii transversale netă a lamelei, în cm²;

β – unghiul dintre axa longitudinală a lamelei și generatoarea structurii lamelare;

ξ – coeficient care ține seama de flambaj și efectul momentului încovoietor suplimentar;

R_c; R_i – rezistența de calcul la compresiune, respectiv la încovoiere, în daN/cm².

Pentru determinarea caracteristicilor geometice, se face o predimensionare la M_{max}, cu relația:

$$\frac{M_{max}}{W_n \sin\beta} \leq R_i; \quad W_n = \frac{M_{max}}{R_i} \left[\text{cm}^3\right]. \qquad (4.10)$$

Având modulul de rezistență determinat, se impune grosimea lamelei b și rezultă înălțimea secțiunii, h. Din considerente constructive, se recomandă pentru $b \geq 3{,}8$ cm.

Calculul montantului transversal (tirantului) și al elementelor de reazem se face pentru eforturile axiale determinate în ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare

5

CONSTRUCȚII DE LEMN DIN ELEMENTE PLANE

Prin construcții de lemn din elemente plane se înțelege acea categorie de construcții la care structura de rezistență este formată din elemente plane, de diferite tipuri și forme constructive, care sunt acționate de încărcări numai în planul lor și care lucrează independent unele de altele neglijându-se astfel efectul de conlucrare ce se realizează prin intermediul elementelor șarpantei și al contravântuirilor.

Construcțiile de lemn din această categorie se pot realiza dintr-o varietate foarte mare de tipuri de elemente plane, executate fie din lemn brut sau ecarisat, fie din lemn lamelat încleiat și produse noi pe bază de lemn cu secțiune simplă sau compusă, cu inimă plină sau cu zăbrele etc. Cu toată diversitatea mare, elementele de construcții din lemn plane se pot clasifica în următoarele tipuri principale: grinzi; ferme; cadre; arce.

5.1. GRINZI

Grinzile fac parte, în general, din categoria celor mai simple elemente de rezistență plane folosite în construcții de lemn. În cazul în care sunt realizate cu secțiune simplă, deschiderea acestora este limitată, de obicei, la lungimea sortimentului de material lemnos (ecarisat sau brut) folosit pentru realizarea lor, care rareori depășește 6,00 m. Pentru realizarea deschiderilor mai mari se recurge, de obicei, la utilizarea grinzilor cu secțiune compusă.

5.1.1. GRINZI CU ALCĂTUIRE SIMPLĂ

După modul de alcătuire și forma constructivă, grinzile din această categorie se împart în următoarele tipuri principale: grinzi cu console și articulații; grinzi cu sistem de contrafișe; grinzi consolidate.

Grinzi cu console și articulații. Grinzile cu console și articulații, sau grinzile Gerber, sunt considerate din punct de vedere static determinate și se pot executa fie din lemn ecarisat, fie din lemn rotund sau cioplit. Ele se consideră grinzi continue pe mai multe reazeme, la care nedeterminarea statică este înlăturată prin introducerea unui număr convenabil de articulații (de exemplu pentru o grindă cu *n* deschideri

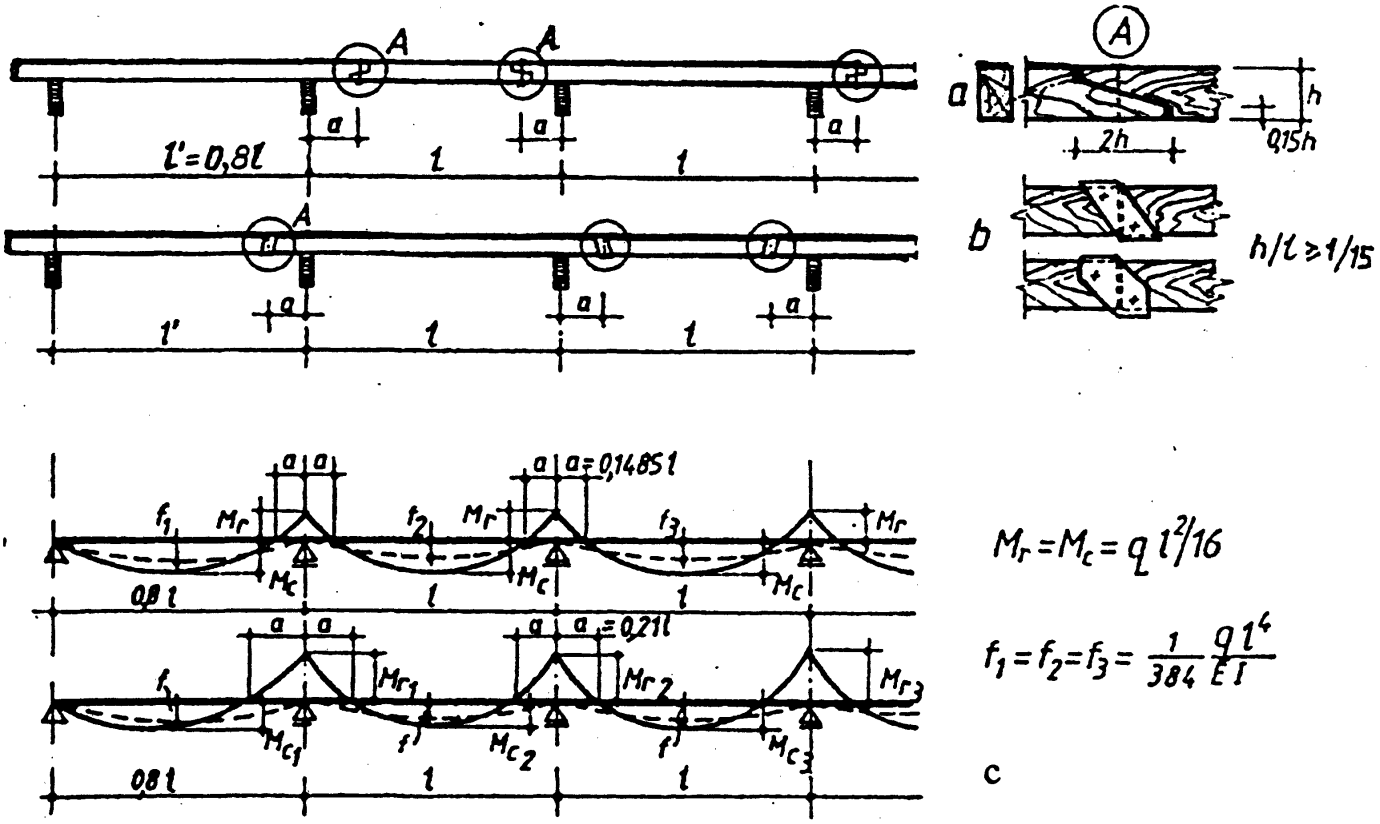


Fig. 5.1. Grinzi cu console şi articulaţii
a – alcătuire şi date constructive; *b*, *c* – schemele statice pentru obţinerea momentelor încovoietoare egale ($M_r = M_c$), respectiv a săgeţilor egale.

În mod frecvent, grinzile cu console şi articulaţii se folosesc ca pane de acoperiş, realizându-se astfel importante economii de material lemnos, datorită unei distribuţii favorabile a solicitărilor din încovoiere în lungul grinzii, prin plasarea judicioasă a articulaţiilor. Cu ajutorul lor se pot acoperi, în condiţii avantajoase, deschideri de 4–6 m. Din condiţia de rigiditate se recomandă ca raportul $h/l \geq 1/15$.

La grinzile cu console şi articulaţii, articulaţiile se dispun, de obicei, perechi într-o deschidere, iar realizarea lor se poate efectua fie sub forma unei îmbinări oblice, prevăzută cu un bulon de strângere, fie cu ajutorul unor dispozitive (juguri) metalice (fig. 5.1).

Soluţia optimă, în cazul grinzilor cu console şi articulaţii, se obţine atunci când valorile absolute ale momentelor încovoietoare maxime pozitive şi maxime negative sunt egale între ele. Această situaţie se realizează pentru $a = 0{,}1485\,l$ (fig. 5.1, *b*), când $M_r = M_c = ql^2/16$, în ipoteza unei distribuţii uniforme a încărcării temporare q pe toate deschiderile grinzii. Schema momentelor egale ($M_r = M_c$) este foarte avantajoasă pentru cazurile în care secţiunea este impusă de condiţia de săgeată (rigiditate). Săgeata maximă f_{max} pentru schema momentelor egale, apare în deschiderile fără articulaţii şi este:

$$f_{max} = \frac{2}{384}\frac{ql^2}{EI},$$

În cazul în care se urmăreşte obţinerea unei scheme cu săgeţi egale (fig. 5.1, *c*), articulaţiile trebuie realizate la o distanţă de la reazeme $a = 0{,}21\ l$. În acest caz, săgeţile în toate deschiderile f_1, f_2, sunt aproximativ egale între ele şi nu depăşesc: $\frac{1}{384}\frac{ql^4}{EI}$, iar momentele încovoietoare maxime apar pe reazeme $M_r = ql^2/12$, momentele din câmp fiind: $M_c = ql^2/24$.

Calculul grinzilor cu console şi articulaţii se face pentru gruparea cea mai defavorabilă a încărcărilor permanente şi temporare:

$$q = g + p \quad [\text{daN/m}].$$

Grinzi cu sistem de contrafişe. În practică, această categorie de grinzi se poate realiza cu o singură contrafişă, cu subgrindă şi contrafişă şi cu contrafişe sistem trapezoidal (fig. 5.2). Utilizarea sistemelor de contrafişe pentru realizarea elementelor şi structurilor portante conduce la soluţii constructive eficiente. Totodată, în cazul sistemelor constructive formate din stâlpi şi grinzi, contrafişele asigură stabilitatea transversală a construcţiei, transformându-le într-un sistem cadru.

Avantajele sistemelor cu contrafişe constau în simplitatea execuţiei, posibilitatea utilizării materialului lemnos brut de provenienţă locală, grad ridicat de refolosire etc.

Sistemele cu contrafişe se utilizează, în general, pentru realizarea construcţiilor portante cu caracter provizotiu şi auxiliar. În mod frecvent ele se utilizează pentru realizarea schelelor, eşafodajelor, cintrelor etc. Rezultate bune se pot obţine şi în cazul constucţiilor cu caracter agro-zootehnic (şoproane, depozite etc.)

Cele mai caracteristice tipuri constructive cu contrafişe utilizate în practică la realizarea construcţiilor cu caracter provizoriu şi auxiliar sunt prezentate în fig. 5.3.

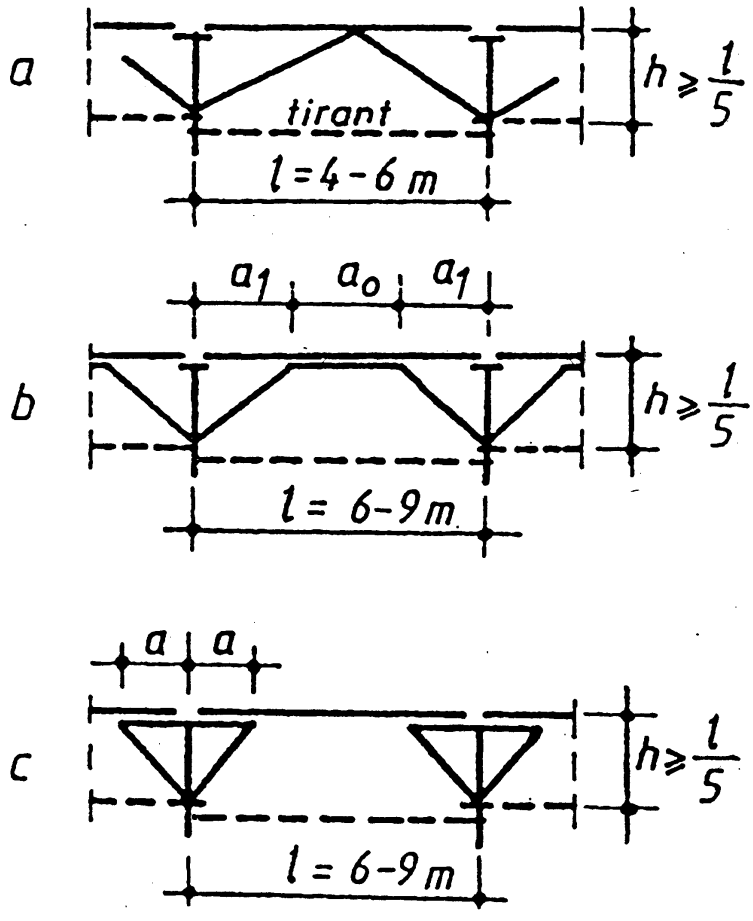


Fig. 5.2. Caracteristicile geometrice pentru grinzile cu contrafişe
a – cu o singură contrafişă; *b* – cu subgrindă şi contrafişă; *c* – sistem trapezoidal cu contrafişă.

Particularitatea sistemelor cu contrafişe constă în faptul că, în cazul unei încărcări asimetrice, stâlpii sistemului sunt solicitaţi şi la încovoiere, datorită împingerii provocate de contrafişe. Prin utilizarea tiranţilor pentru preluarea împingerilor (fig. 5.3, *d, e*) sau prin executarea unor stâlpi cu zăbrele (fig. 5.3, *f*), rigiditatea sistemelor cu contrafişe poate fi substanţial mărită. Sistemele cu contrafişă se aplică în condiţii avantajoase, pentru deschideri de 5–8 m şi cu raportul $h/l = 1/5 - 1/3$.

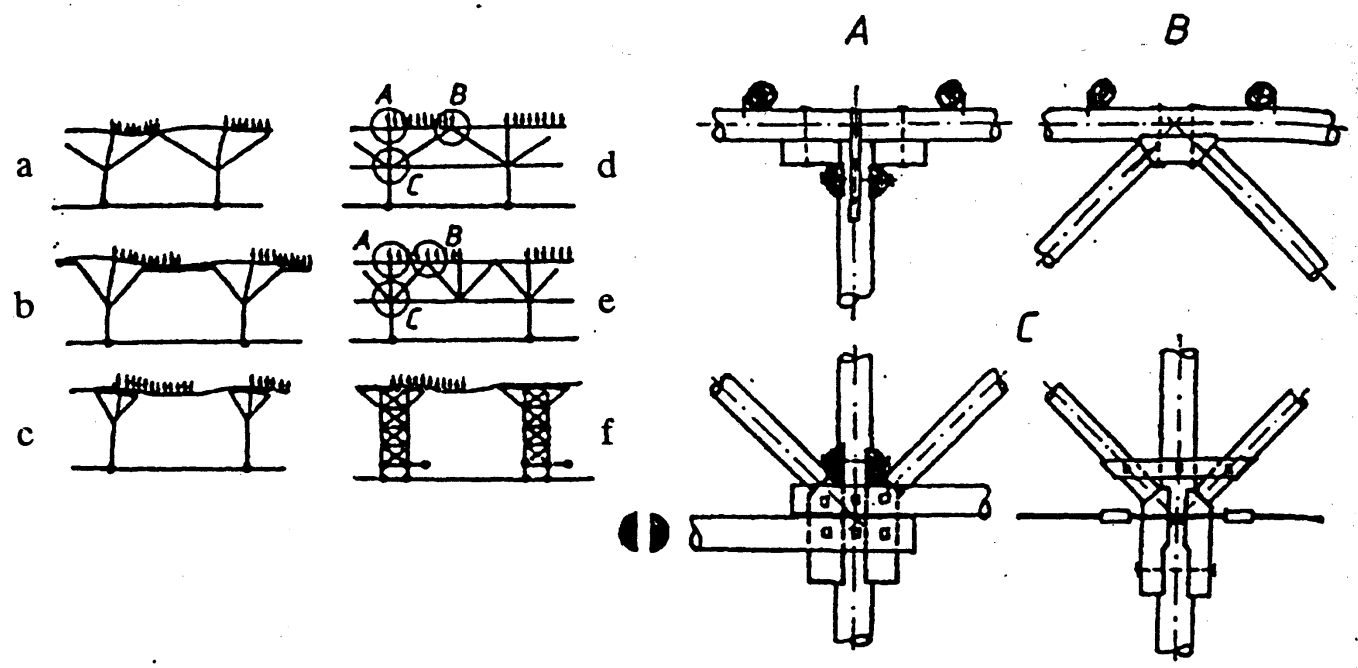


Fig. 5.3. Sisteme cu contrafişe. Scheme şi detalii de execuţie.

Grinzi consolidate. Sistemele constructive consolidate de tip macaz se obţin prin întărirea grinzii propriu-zise cu montanţi verticali şi un tirant de oţel. Ele fac parte din rezolvări constructive eficiente, care asigură utilizarea raţională a celor două materiale principale de construcţii (lemn şi oţel). După forma conturului, grinzile consolidate pot fi triunghiulare, cu un singur montant, sau trapezoidale, cu doi montanţi (fig. 5.4).

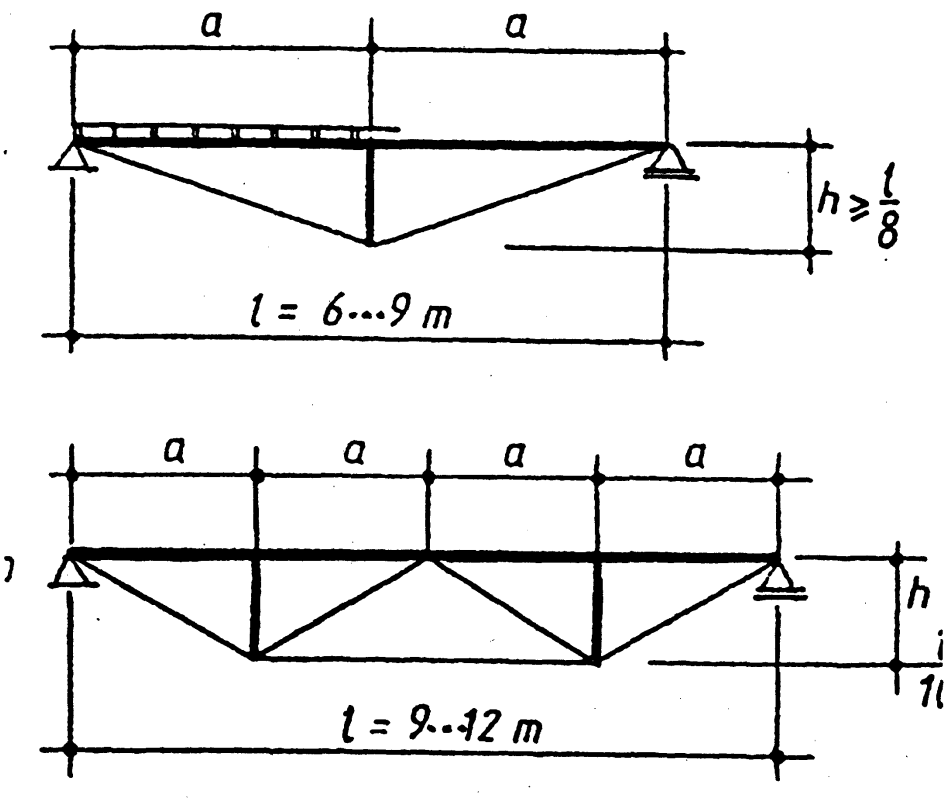


Fig. 5.4. Scheme constructive specifice grinzilor consolidate:

Grinda propriu-zisă a unui sistem consolidat este solicitată la compresiune din împingerea macazului şi la încovoiere din încărcări locale.

Grinzile consolidate fac parte din categoria celor mai simple şi eficiente elemente de construcţie, care se pot utiliza fie ca elemente portante la realizarea estacadelor etc., fie ca elemente de rezistenţă pentru realizarea structurilor de acoperişuri la construcţii industriale şi agrozootehnice.

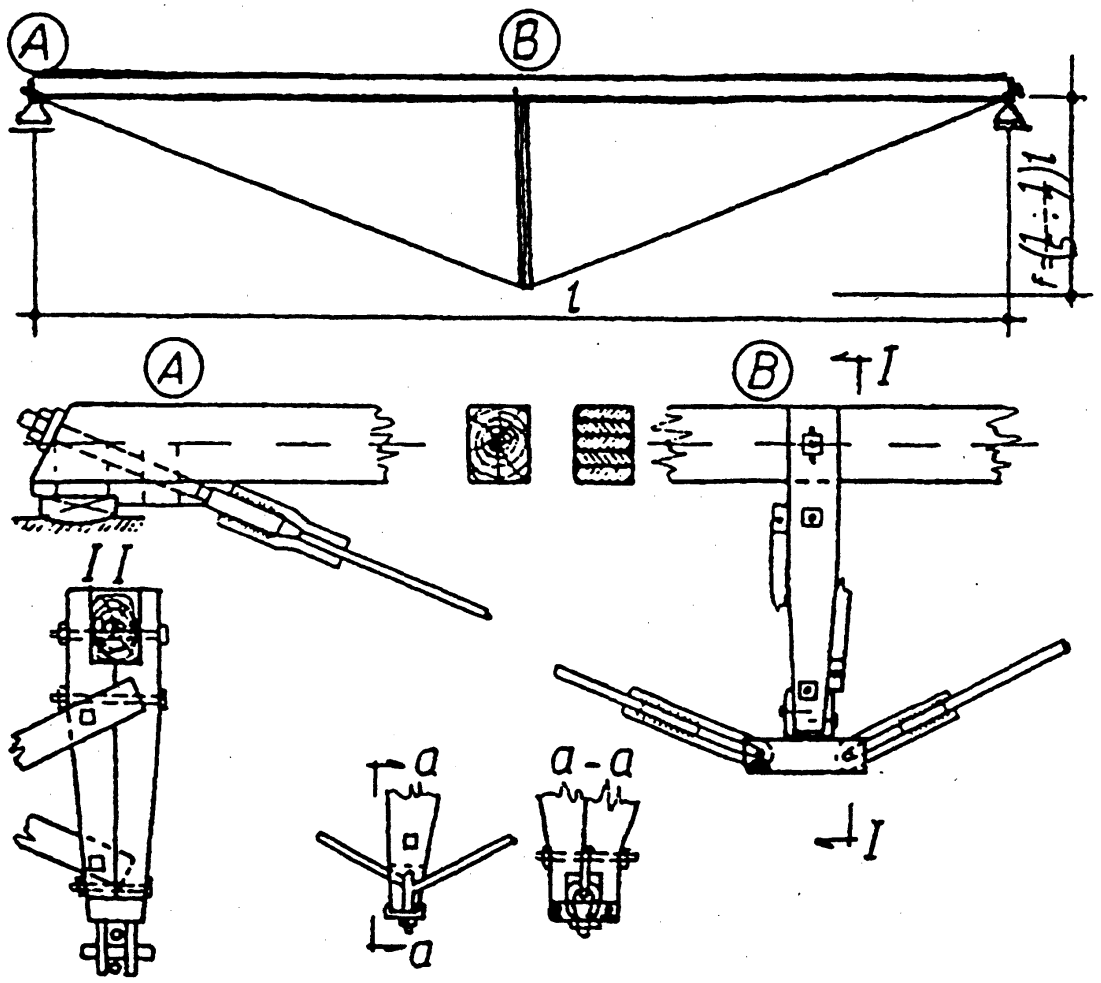
În funcţie de mă-

propriu-zisă poate fi realizată dintr-o singură bucată sau cu secțiune compusă. În fig. 5.5 se prezintă vederea generală și detaliile constructive caracteristice unei grinzi macaz sistem triunghiular.

Calculul grinzilor consolidate de tip macaz se face prin metode obișnuite. O schemă simplificată de calcul se obține prin descompunerea sistemului general (combinat) în două sisteme simple: grinda propriu-zisă încărcată cu sarcini exterioare și un sistem din bare acționat în noduri de reacțiunile date de primul sistem (fig. 5.6).

Experimental, s-a constatat că valoarea momentelor încovoietoare și a forțelor axiale care apar în elementele componente ale sistemului este mult influențată de tasarea reazemului intermediar C, determinată atât de deformațiile elastice (alungirea tirantului, scurtarea montantului și a tălpii superioare), cât mai ales, de deformațiile neelastice (strivirea lemnului etc.). Admițând că tasarea nodului *C* se produce între limitele: $f = 0$ și $f_{max} = \frac{1}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$, rezultă că pentru $f = 0$, momentul încovoietor maxim negativ $M_c = -qa^2/8$, iar pentru $f = f_{max}$, $M_c = 0$ și un moment maxim pozitiv la mijlocul panoului $M_{max} = qa^2/8$.

Pentru asigurarea condiției $f = 0$, în punctul *C* grinzile consolidate trebuie realizate cu o contrasăgeată constructivă f_c egală cu 1/300–1/200 din deschiderea *l*. În acest caz, se consideră că talpa superioară, după tasarea reazemului intermediar cu f_c



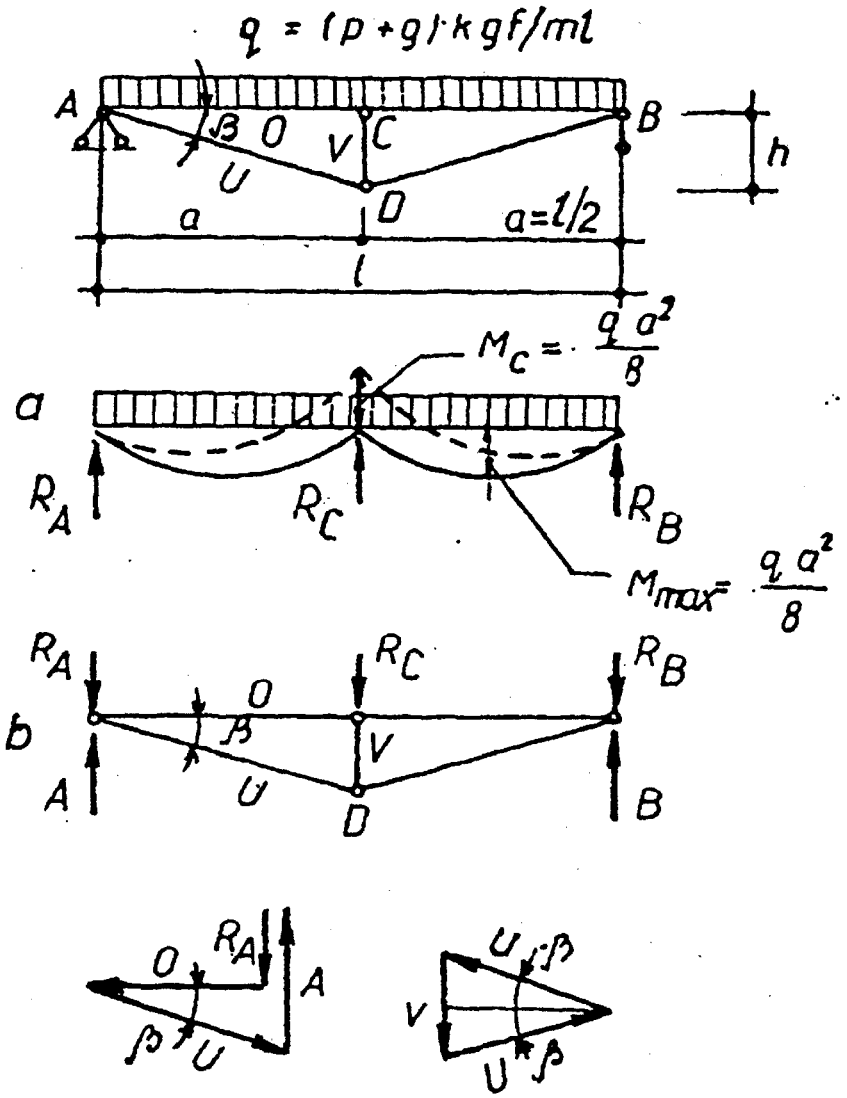


Fig. 5.6. Schema de calcul pentru grinzile consolidate de formă triunghiulară.

se comportă ca o grindă continuă pe două deschideri şi se verifică la compresiune cu încovoiere pentru:

$$M = qa^2/8;$$

$$N_C = qa / 2 \operatorname{tg} \beta.$$

Talpa inferioară (tirantul) se verifică pentru:

$$N_t = 1{,}25\, qa / 2 \sin \beta.$$

Încărcarea totală q se stabileşte din ipoteza cea mai defavorabilă de încărcări permanente şi temporare: $q = g + p$, în daN/m. Încărcarea permanentă include şi greutatea proprie a sistemului.

Pentru simplificarea calculelor, greutatea proprie a unui sistem constructiv alcătuit din lemn, lemn şi metal etc., se poate determina în prealabil folosind relaţia:

$$q_{pr} = \frac{g+p}{\frac{1000}{k_{gpr}} - l} \quad [\text{daN/m}], \tag{5.1}$$

în care: g este încărcarea permanentă, în daN/m;

p – încărcarea utilă sau temporară (zăpadă, vânt), în daN/m;

l – deschiderea de calcul, în m;

k_{gpr} – coeficient al greutăţii proprii, a cărui valoare se stabileşte în funcţie de tipul şi particularităţile constructive ale sistemului adoptat, ţinând seama de experienţa practică. În cazul grinzilor consolidate, valoarea coeficientului greutăţii proprii k_{gpr} variază între 6 şi 8.

Din punct de vedere tehnico-economic, sistemele consolidate se înscriu în categoria celor mai eficiente soluţii constructive. Prin utilizarea lor, la realizarea elementelor şi structurilor portante, se obţine o reducere substanţială a consumului de material lemnos (de 2 până la 3 ori) în comparaţie cu tipurile de grinzi obişnuite,

5.1.2. GRINZI CU SECȚIUNE COMPUSĂ

Grinzile cu secțiune compusă realizată din două sau trei elemente din lemn rut sau ecarisat, se încadrează în categoria soluțiilor constructive clasice aplicate în zul unor încărcări mari și, mai ales, în cazul podurilor și podețelor din lemn.

Deschiderea grinzilor cu secțiune compusă solidarizate cu pene este de obicei mitată la lungimile grinzilor sau ale bilelor din care se realizează, în mod curent tre 6 și 9 m, iar în cazuri speciale , până la 12 m.

Solidarizarea grinzilor cu secțiune compusă se poate realiza cu pene prismatice n lemn, transversale reglabile (fig. 3.40, *a*), longitudinale drepte (fig. 3.40, *b*) sau blice (fig. 3.40, *c*) și cu pene metalice (fig. 3.45) , cele mai sigure fiind grinzile alizate cu pene metalice, cu gheare sau dinți (fig. 3.46 și 3.47), deoarece prin termediul lor se poate asigura o îmbinare rigidă, cu rezistențe ridicate și capacitate ortantă corespunzătoare.

Caracteristica generală a tuturor tipurilor de grinzi cu pene constă în ecesitatea prevederii unor buloane de strângere, calculate la împingerile date de ene Q_p.

Numărul de pene necesare pentru fiecare rost se determină din calcul și se stribuie uniform de-a lungul grinzii, cu excepția zonei centrale de la mijlocul grinzii (0,2 *l*), unde nu se pun pene.

Verificarea grinzilor cu pene din condiția de rezistență și rigiditate (săgeata) se face fără a se ține seama de slăbirea secțiunii prin realizarea locașurilor pentru pene, spre deosebire de slăbirile pricinuite de introducerea buloanelor, care se iau în considerație în calcul la stabilirea W_{net}. Stabilirea mărimilor echivalente W_F și I_F se face ținând seama de coeficienții de corecție subunitari k_w și k_i, cu care se afectează modulul de rezistență W și momentul de inerție I, determinate ca pentru o secțiune brută ($h \times b$); $\sigma = M_{max}/W \cdot k_w \leq \sigma_{ai}\,(R_i)$, $f \leq f_a$ (lim).

5.1.3. GRINZI CU INIMĂ PLINĂ DIN SCÂNDURI ÎNCRUCIȘATE BĂTUTE ÎN CUIE

Grinzile cu inimă plină din scânduri încrucișate bătute în cuie constituie rezolvări constructive tradiționale, care până nu demult au fost utilizate atât la realizarea construcțiilor industriale și agrozootehnice, cât și la poduri cu caracter provizoriu. Din punct de vedere al formei, acestea se pot realiza cu tălpi paralele, cu o pantă, sau două pante (fig. 5.7). Cu ajutorul lor se pot acoperi deschideri de 9–12 m.

În prezent, grinzile cu inimă plină din scânduri încrucișate bătute în cuie sunt utilizate mai puțin, deoarece reclamă un consum mare de manoperă și material lemnos de calitate superioară. Datorită rigidității reduse, grinzile cu inima plină din scânduri încrucișate bătute în cuie se execută cu o contrasăgeată constructivă $f_c = l/200$, cu scopul de a compensa deformațiile produse în timp, determinate de

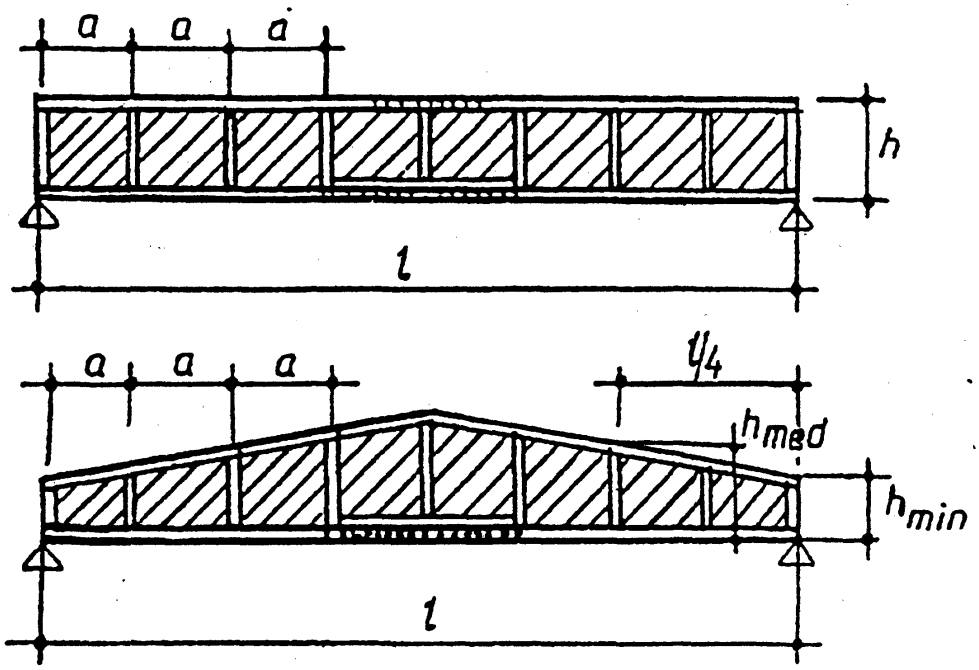


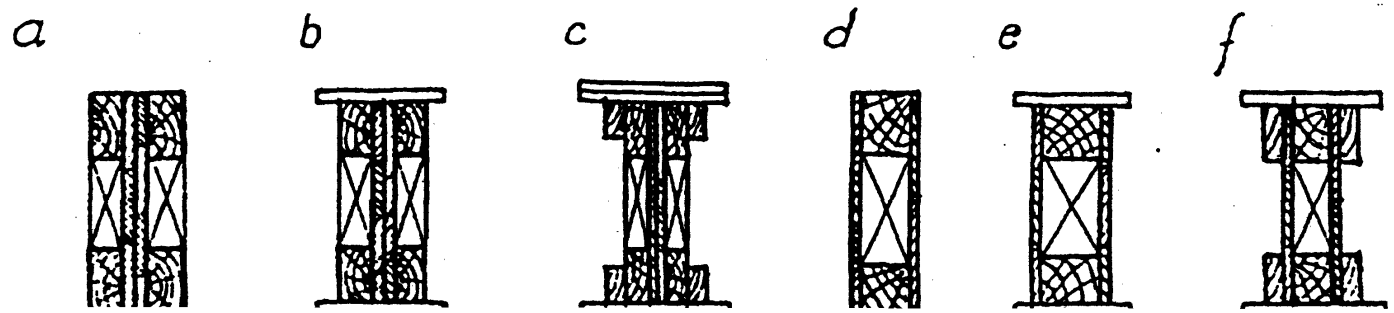
Fig. 5.7. Tipuri caracteristice de grinzi cu inimă plină din scânduri încrucişate bătute în cuie.

După forma secţiunii transversale, grinzile cu inimă din scânduri încrucişate bătute în cuie se împart în grinzi I (fig. 5.8, *a*; *b*; *c*) şi grinzi în formă de cheson închis (fig. 5.8, *d*, *e*, *f*). Alegerea formei secţiunii transversale se face în funcţie de încărcare, deschidere, destinaţie etc. Cel mai des utilizate în practică sunt grinzile I de tip *a*.

Pentru asigurarea unei rigidităţi corespunzătoare, înălţimea grinzii *h* trebuie să fie de cel puţin 1/9 din deschidere. În cazul grinzilor cu o pantă sau cu două pante, înălţimea *h* se consideră la 1/2, respectiv la 1/4 din deschiderea grinzii. Înălţimea minimă h_{min} trebuie să fie cel puţin 0,4 din înălţimea maximă de la mijlocul deschiderii ($h_{min} \geq 0{,}4\ h_{max}$).

Tălpile grinzilor se execută de obicei din dulapi de 3,8–6,8 cm grosume şi 15–20 cm lăţime, iar inima din scânduri încrucişate de 1,8–2,4 cm cu o înclinaţie de 30–40° faţă da talpa inferioară.

Pentru rigidizarea inimii subţiri (în planul normal pe planul grinzii) se prevăd nervuri de rigidizare (de obicei fără eclise), care se dispun la o distanţă de 1/10 din deschidere, iar în cazul sarcinilor concentrate, în dreptul acestora. Grosimea elementelor de rigidizare, de regulă, se ia egală cu grosimea dulapilor tălpilor, iar lăţimea egală cu jumătate din lăţimea tălpilor. Nervurile de rigidizare de la reazem constau din fururi şi eclise, având dimensiunile secţiunii transversale egale cu dimensiunile tălpilor.



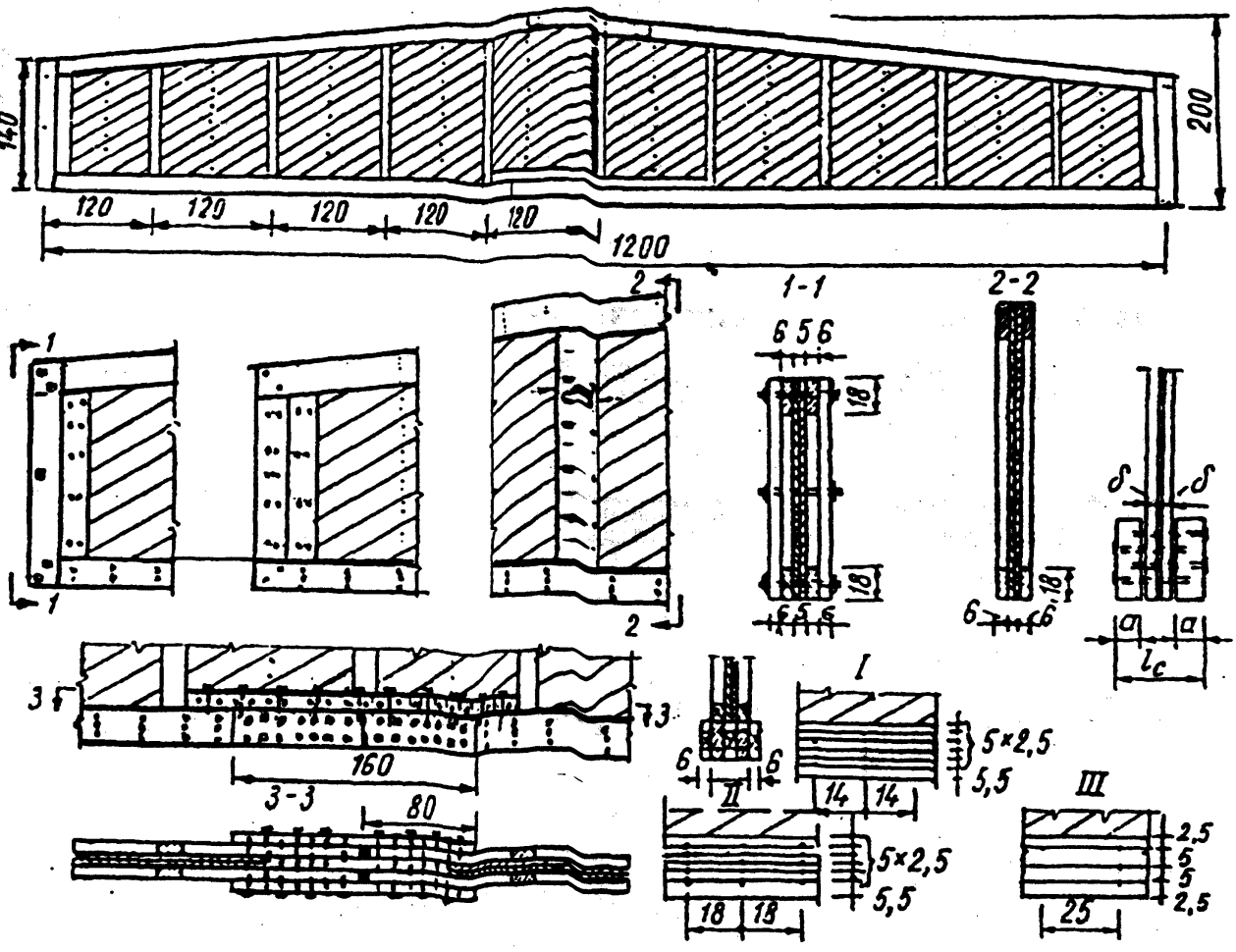
Tălpile şi nervurile de rigidizare se îmbină cu inima din scânduri încrucişate cu ajutorul cuielor, iar eclisele de la reazem cu şuruburi (buloane) de strângere. Lungimea cuielor trebuie să fie astfel aleasă încât înfigerea capătului în cel de-al doilea dulap al inimii să fie de cel puţin 4 d_c, ţinând seama de cele 3 rosturi de 0,2 cm fiecare şi de vârful conului de 1,5 d_c. Cuiele se dispun în rânduri verticale şi se bat, atât dintr-o parte, cât şi din cealaltă parte a tălpii, respectându-se distanţele minime prevăzute de norme.

Scândurile încrucişate care formează inima se fixează între ele prin cuie subţiri, care se bat din partea diagonalelor comprimate. Dispunerea cuielor se face astfel încât distanţa dintre două cuie în lungul scândurii să nu depăşească 30a, a fiind grosimea scândurii.

Înnădirea tălpilor este indicat să se facă la mijlocul deschiderii sau în apropierea acesteia (în zona unde eforturile de alunecare sunt mici). Talpa superioară comprimată se îmbină cap la cap, iar pentru asigurarea rigidităţii din planul grinzii se acoperă cu două eclise prinse în buloane de strângere.

Înnădirea tălpii inferioare (întinse) se realizează cu două eclise şi o furură (care înlocuieşte pe porţiunea îmbinării scândurile inimii), utilizând în acest scop dornuri şi şuruburi de oţel. Dacă grosimea dulapilor tălpii este mai mare decât grosimea fururii, respectiv grosimea scândurilor inimii, îmbinarea se realizează cu eclise prelungite pentru a se evita suprasolicitarea fururii.

Un exemplu de grindă cu inimă din scânduri încrucişate bătute în cuie, cu două pante, de 12 m deschidere, este prezentat în fig. 5.9.



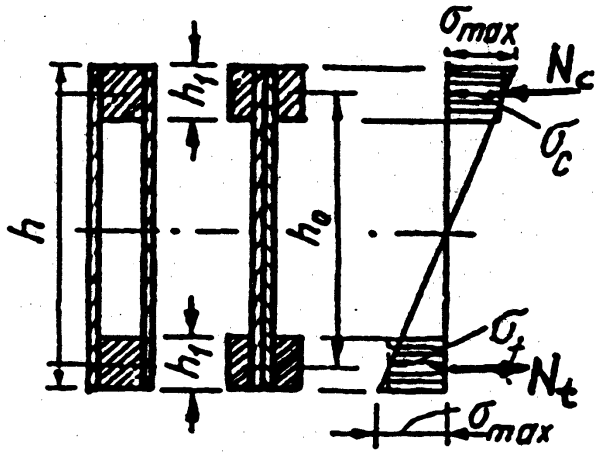


Fig. 5.10. Schema de calcul pentru grinzile cu inima din scânduri încrucişate bătute în cuie.

Calculul grinzilor se face ţinând seama de schema statică – grindă cu inimă din scânduri încrucişate, sistem fermă cu multe diagoale întinse (descendente de la reazem) şi comprimate (ascendente). Pentru simplificarea calculului, se admite că eforturile axiale provenite din încovoiere sunt preluate numai de tălpile grinzii, iar eforturile de alunecare numai de scândurile inimii (fig. 5.10). În baza ipotezelor admise, calculul grinzilor cu inimă plină din scânduri încrucişate bătute în cuie constă în determinarea secţiunilor tălpilor, dimensionarea îmbinării de înnădire a tălpii inferioare, determinarea numărului de cuie necesare pentru prinderea tălpilor de inimă şi verificarea scândurilor inimii la stabilitate pentru efortul maxim de compresiune.

Efortul maxim de întindere din talpa inferioară (în baza ipotezei admise) se determină cu relaţia:

$$N_{max} = M / h_0, \qquad (5.2)$$

în care: M este momentul încovoietor în locul unde apare N_{max};

h_0 – distanţa dintre centrele tălpilor, în aceeaşi secţiune de calcul.

La grinzile cu tălpi paralele (fig. 5.11, *a*), secţiunea cu N_{max} coincide cu secţiunea momentului încovoietor maxim, iar în cazul grinzilor cu una sau două pante (fig. 5.11, *b*; *c*), secţiunea critică, cu N_{max}, se găseşte la distanţa x_{cr} de la reazemul cu înălţimea mai mică a grinzii.

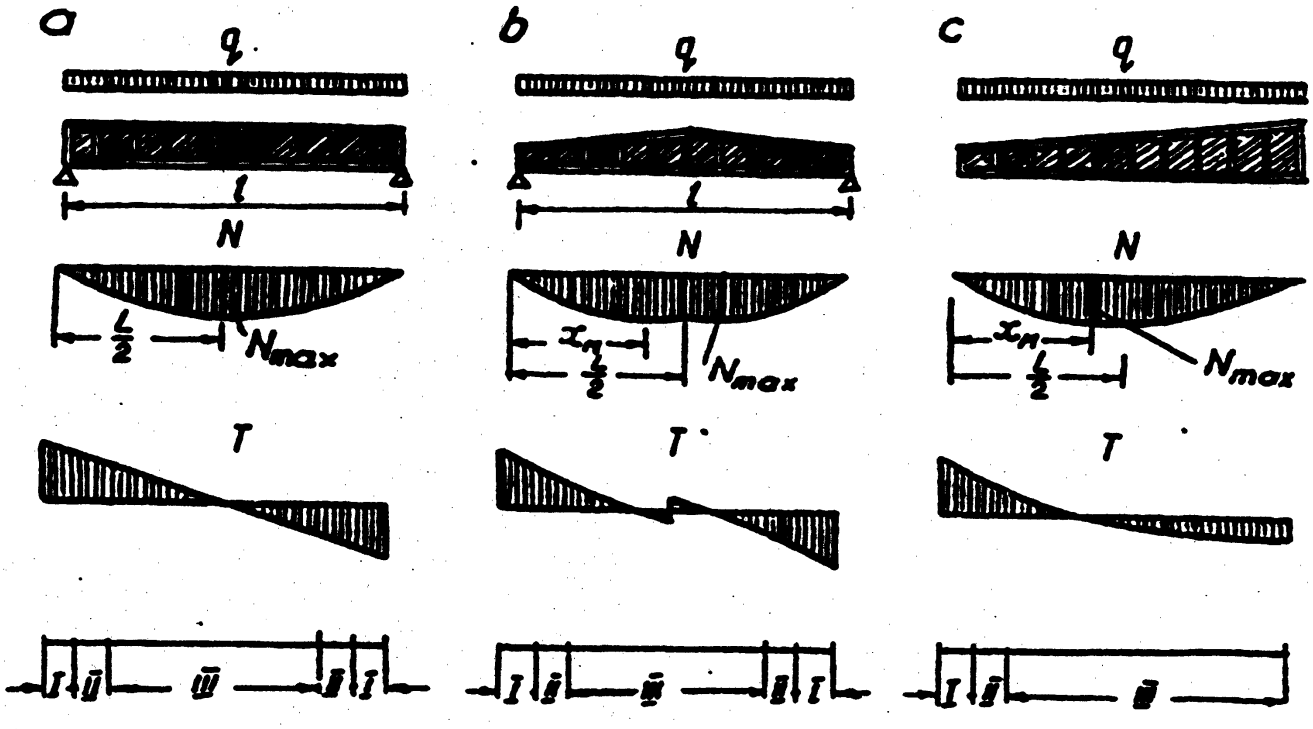


Fig. 5.11. Tipuri constructive şi diagramele de eforturi *N*, *T* pentru grinzile cu inima din scânduri

În cazul unei încărcări uniform repartizate, secţiunea critică, cu N_{max}, se determină cu relaţia:

$$x_{cr} = \frac{h_0'}{tg\alpha}\left(\sqrt{1+tg\frac{l}{h_0'}}-1\right), \tag{5.3}$$

care: h_0' este distanţa dintre axele tălpilor, la capătul grinzii cu înălţimea mai mică, în m;

α – unghiul de înclinare a tălpii superioare faţă de talpa inferioară;

l – deschiderea grinzii, în m.

Aria secţiunii transversale necesară pentru talpa inferioară se determină astfel:

$$A_{br} = N_{\max} / \sigma_{at} \cdot 0{,}8, \tag{5.4}$$

nde: σ_{at} este rezistenţa admisibilă a lemnului la întindere în lungul fibrelor;

0,8 – coeficientul care ţine seama de slăbirea tălpii în zona îmbinării.

Talpa superioară se ia, de regulă, cu aceeaşi secţiune ca şi talpa întinsă şi se verifică la flambaj în plan perpendicular pe planul grinzii, luând ca lungime de flambaj distanţa dintre contravântuiri (panele acoperişului), neglijând aportul inimii.

Îmbinarea tălpii inferioare se dimensionează la efortul axial din secţiunea respectivă $N_{îmb}$, iar numărul de şuruburi necesar n_{tije} se determină cu relaţia:

$$n_{tije} = N_{îmb} / T_{cap}, \tag{5.5}$$

în care: $N_{îmb}$ este efortul axial din îmbinare;

T_{cap} – efortul admisibil (de calcul) pentru o tijă considerată cu patru secţiuni de forfecare.

Dispunerea tijelor se poate face pe două sau patru rânduri, cu respectarea distanţelor minime impuse. După stabilirea diametrelor tijelor se face verificarea tălpii inferioare la întindere, ţinând seama de slăbirile respective.

Calculul cuielor necesare pentru prinderea tălpilor de scândurile inimii se face pe zone (I, II, III), pentru efortul de lunecare corespunzător.

Pentru o grindă cu tălpi paralele, valoarea efortului de lunecare pe unitatea de lungime este:

$$T = \frac{QS_{br}}{I_{br}} = Q\frac{A_{br}\frac{h_0}{2}}{2\cdot A_{br}\frac{h_0^2}{4}} = \frac{Q}{h_0}. \tag{5.6}$$

În cazul grinzilor cu talpa superioară înclinată, calculul efortului de lunecare T se face ţinând seama de reducerea (creşterea) forţei tăietoare, determinată de componenta verticală a efortului axial N din talpa superioară ($\Delta Q = N\,tg\alpha$), cu relaţia:

$$T = Q/h \pm \Delta Q/h \quad \text{sau} \quad T = Q/h \pm M\,tg\,\alpha/h^2 \tag{5.7}$$

Semnul minus din formula (5.7) se ia pentru grinzille cu două pante şi cu o pantă pe porţiunea dintre reazem cu înălţimea mică şi secţiunea cu $Q = 0$, iar semnul plus pentru restul deschiderii.

Determinarea numărului maxim de cuie necesare pe unitatea de lungime a tălpii se face pentru efortul T, cu una din următoarele expresii:

$$n_{cui} \geq \frac{T}{0{,}8\left(T_a + T_{a_1}\right)}, \tag{5.8}$$

$$n_{cui} \geq \frac{T}{0{,}8\left(2T_c\right)}, \tag{5.9}$$

$$n_{cui} \geq \frac{T}{0{,}8\left(T_i + T_{a_1}\right)}, \tag{5.10}$$

în care: T_a este efortul admisibil sau de calcul al uni cui, cu o secţiune de forfecare, determinat din condiţia de strivire a unei singure tălpi (dulap) cu grosimea a;

T_{a_1} – idem, pentru cealaltă talpă, calculat pentru adâncimea de încastrare a cuiului a_1;

T_c – idem, pentru piesa centrală (inima din scânduri încrucişate);

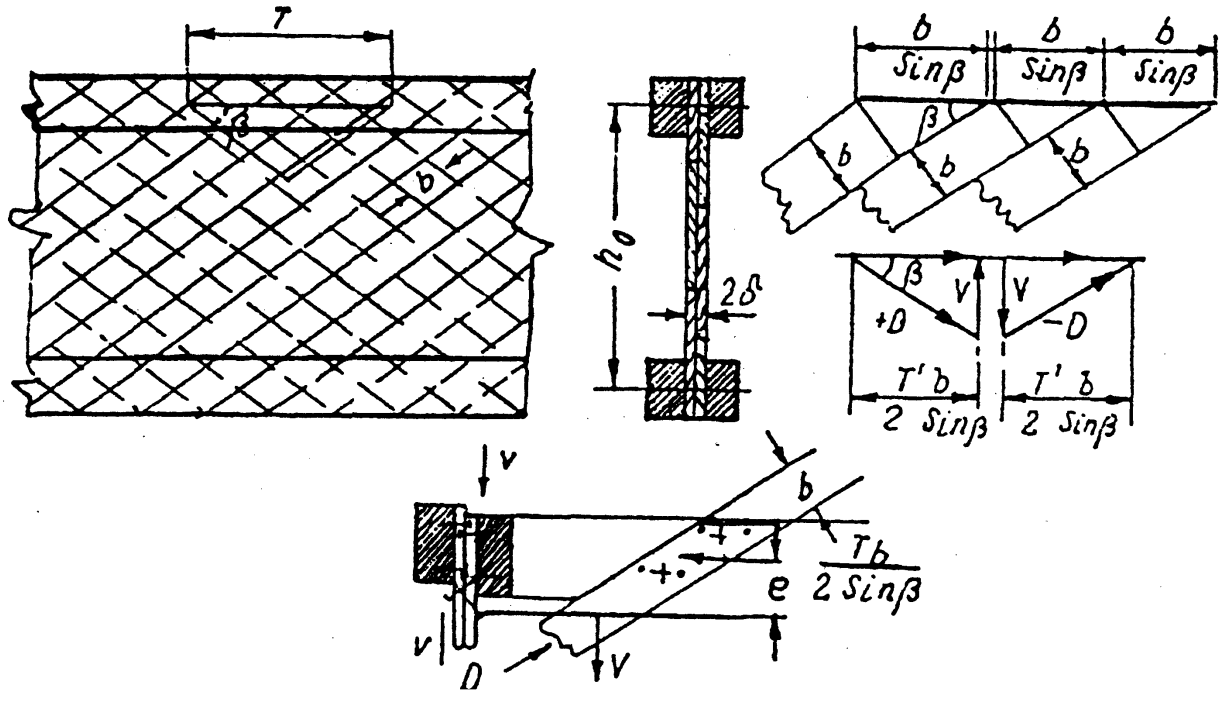
T_i – idem, din condiţia de încovoiere a tijei.

Coeficientul 0,8 ţine seama de faptul că inima este discontinuă şi, ca urmare, există posibilitatea ca o parte din numărul cuielor amplasate să cadă între scândurile inimii.

Calculul numărului de cuie pentru fiecare zonă (I, II, III) se face pentru valoarea forţei tăietoare de la mijlocul zonei respective.

Verificarea stabilităţii scândurilor comprimate ale inimii se face pentru prima zonă (de la reazem), la mijlocul acesteia.

Efortul axial de compresiune se determină în funcţie de efortul de lunecare ce revine unei scânduri pe lăţimea b (fig. 5.12).



5.1.4. GRINZI ÎNCLEIATE

Grinzile încleiate se realizează, de regulă, din pachete de scânduri sau dulapi utilizând tehnica încleierii. De la caz la caz, grinzile încleiate se pot realiza şi prin combinarea scândurilor (dulapilor) cu produse noi pe bază de lemn (placaj de construcţii, plăci fibrolemnoase dure sau extradure etc.).

Tipurile de grinzi încleiate folosite pentru realizarea structurilor de rezistenţă pot fi foarte variate, atât în ceea ce priveşte forma în plan, cât şi în ce priveşte modul de alcătuire constructivă.

După forma lor, grinzile încleiate pot fi: drepte (cu moment de inerţie constant), cu o pantă, cu două pante şi curbe, având moment de inerţie variabil (fig. 5.13).

După modul de alcătuire constructivă, grinzile încleiate se pot executa din pachete de scânduri (dulapi) sau din scânduri (dulapi), având forma secţiunii transversale dreptunghiulară I, dublu T şi de tip cutie (fig. 5.14).

Forma şi modul de alcătuire constructivă ale grinzilor încleiate se stabilesc în funcţie de destinaţia construcţiei şi de mărimea deschiderii.

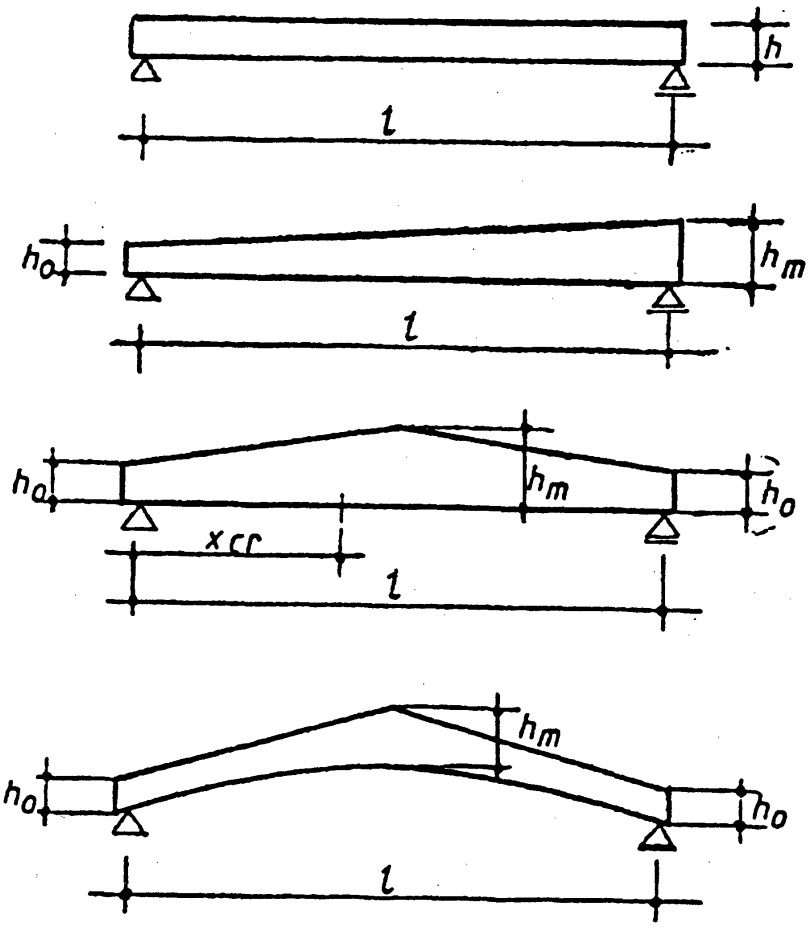


Fig. 5.13. Principalele tipuri de grinzi încleiate (drepte, cu o pantă, cu două pante şi curbe).

Forma grinzilor se alege în funcţie de poziţia şi rolul îndeplinit în ansamblul structurii, ţinând seama totodată de considerente de ordin funcţional şi estetic, iar forma şi dimensiunile secţiunii transversale se stabilesc din condiţia de rezistenţă şi rigiditate.

Cu grinzile încleiate se pot acoperi, în condiţii avantajoase din punct de vedere tehnico-economic, deschideri de 5–20 (25) m. Datorită avantajelor pe care le prezintă din punct de vedere constructiv şi tehnico-economic, grinzile încleiate au căpătat, în ultima perioadă, o largă utilizare, atât în construcţii civile cu caracter social-cultural, cât şi la construcţii industriale şi agrozootehnice. Acestea se pot utiliza fie ca grinzi principale şi elemente secundare de acoperiş (pane, căpriori etc.), fie ca tălpi superioare ale fermelor inginereşti şi arcelor cu trei articulaţii etc.

În comparaţie cu variantele clasice de grinzi cu secţiune compusă solidarizate cu pene sau cu inimă din scânduri încrucişate bătute cu cuie etc., grinzile încleiate se

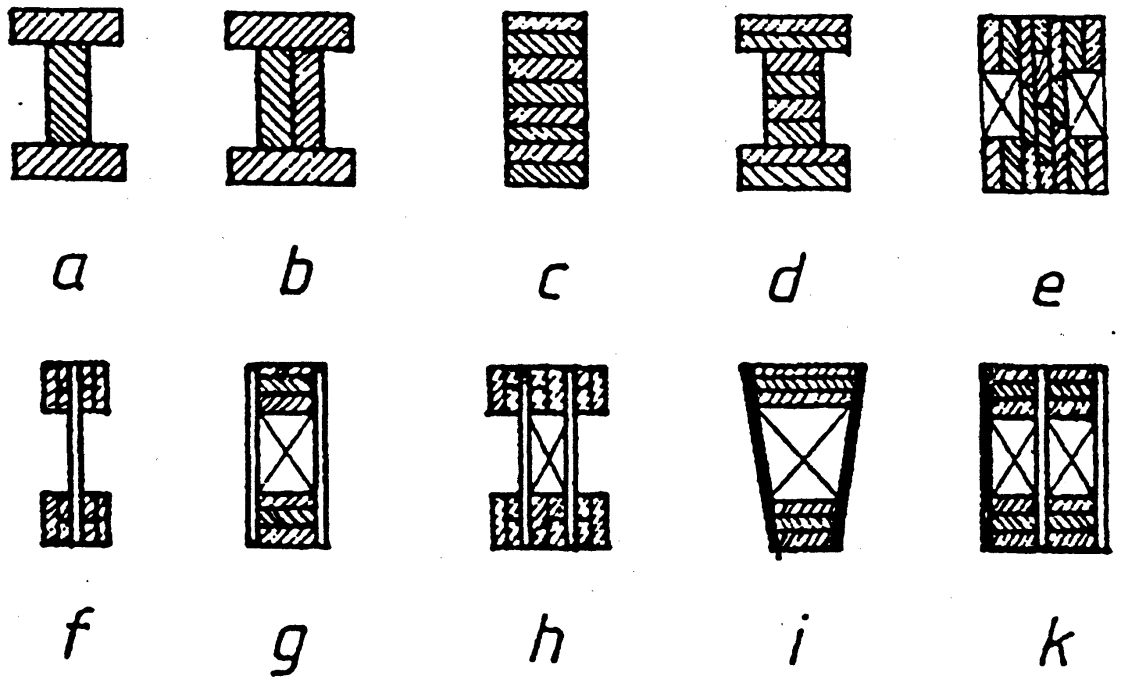


Fig. 5.14. Tipuri de secțiuni caracteristice pentru grinzile încleiate.

Tipul constructiv și forma secțiunii transversale a grinzilor încleiate se aleg în funcție de tehnologia adoptată, ținând seama de destinația, rolul și funcția îndeplinită, deschiderea și mărimea încărcării. Astfel, în cazul grinzilor de planșeu sau a penelor de acoperiș cu deschidere mică (5–10 m), se utilizează grinzile cu secțiune dublu T, cu inimă din scânduri pe muchie sau pe lat (fig. 5.14, *a*; *b*), respectiv cu inimă subțire din placaj de construcție (fig. 5.14, *f*, *g*; *h*), iar în cazul deschiderilor și încărcărilor relativ mari, se recurge la folosirea grinzilor cu secțiune dreptunchiulară sau I (fig. 5.14, *c*; *d*; *e*). Pentru deschideri medii (10–15 m), se pot utiliza cu eficiență sporită grinzile încleiate, cu inimă subțire din placaj de construcție de tip cutie (fig. 5.14, *i*; *k*).

În general, se recomandă ca elementele secundare de acoperiș (pane, căpriori), cu moment de inerție constant (drepte), solicitate în principal la încovoiere, să fie executate cu inimă plină din placaj de construcție sau din scânduri (dulapi) pe muchie, iar grinzile principale de acoperiș, cu deschideri și încărcări relativ mari, din pachete de scânduri având forma secțiunii transversale dreptunghiulară sau I.

Grinzi cu inima plină din scânduri pe muchie. Această categorie de grinzi încleiate se poate realiza, din punct de vedere constructiv, de două tipuri principale, și anume: cu inima simplă sau dublă (fi. 5.14, *a,b*), având forma secțiunii transversale dublu T cu tălpile egale sau neegale (fig. 5.15).

Tipul grinzii și forma secțiunii transversale se aleg în funcție de destinație, mărimea deschiderii și valoarea încărcării.

Grinzile încleiate cu inima plină din scânduri pe muchie se pot realiza ca grinzi continue, de exemplu în cazul panelor de acoperiș, sau ca grinzi cu o singură deschidere, cu destinații diferite. În străinătate, ele se utilizează, de regulă, la construcții civile pentru realizarea planșeelor intermediare și de pod. În cazul în care se folosesc ca grinzi de planșeu, pentru simplificarea montării panourilor de planșeu este indicat

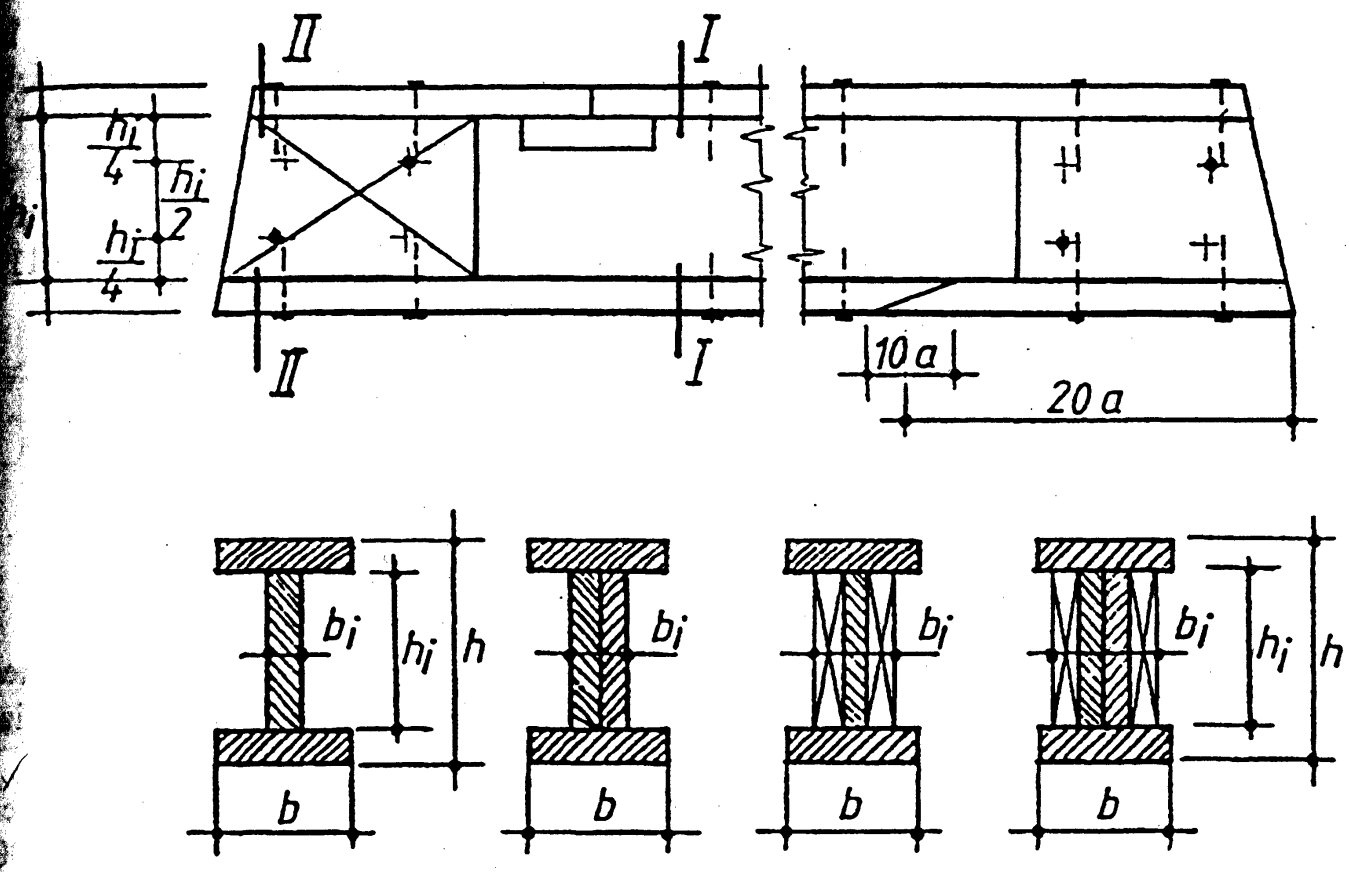


Fig. 5.15. Grinzi încleiate de formă dublu T, cu inima din scânduri pe muchie.

În general, grinzile cu inimă plină din scânduri pe muchie sunt eficiente pentru deschideri de 5 până la 7,5 m. Dimensiunile scândurilor (dulapilor) din care este alcătuită secţiunea transversală se stabilesc din condiţia de rezistenţă şi stabilitate laterală, iar înălţimea secţiunii din condiţia de rigiditate, recomandându-se în acest sens, ca raportul dintre înălţimea secţiunii h şi deschiderea l să fie:

$h / l > 1 / 16$ în cazul grinzilor cu o singură deschidere;

$h / l > 1 / 20$ în cazul grinzilor continue pe mai multe deschideri.

Presarea pieselor componente la grinzile încleiate cu inima din scânduri pe muchie se poate realiza cu ajutorul unor dispozitive speciale, sau prin intermediul cuielor dispuse după anumite reguli.

Pentru mărirea stabilităţii grinzilor în dreptul reazemelor, se recomandă ca inima alcătuită din scânduri pe muchie să fie întărită cu fururi, îndeosebi atunci când aceasta se realizează dintr-o singură scândură.

La executarea grinzilor încleiate cu inimă din scânduri pe muchie se va urmări, de asemenea, ca talpa inferioară să fie realizată pe cât posibil dintr-o singură piesă. În cazul în care acest lucru nu este posibil, îmbinarea scândurilor care formează talpa inferioară se poate realiza în zonele din apropierea reazemelor în intervalul de (0,2–0,3) l, îmbinarea realizându-se după o suprafaţă teşită pe o lungime de cel puţin $10a$, a fiind grosimea tălpii. Îmbinarea tălpii superioare comprimate se poate realiza cap la cap, întărită cu câte o eclisă scurtă dispusă pe ambele părţi ale inimii.

Calculul grinzilor încleiate cu inimă din scânduri pe muchie constă în verificarea eforturilor unitare normale şi a rostului încleiat dintre inimă şi tălpi la forfecare.

Verificarea eforturilor unitare normale se face astfel:

$$\sigma = M / W_n k_w k_f \leq \sigma_{ai}\left(R_i\right), \tag{5.11}$$

unde: M este momentul încovoietor în secţiunea cea mai solicitată;

W_n – modulul de rezistenţă net din secţiunea de calcul;

k_w – coeficientul de corecţie care ţine seama de raportul dintre înălţimea şi lăţimea secţiunii h/b;

k_f – coeficientul de corecţie care ţine seama de forma secţiunii transversale;

$\sigma_{ai}\,(R_i)$ – rezistenţa admisibilă (de calcul) la încovoiere.

Valoarea coeficientului k_w se stabileşte în funcţie de raportul dintre înălţimea totală şi lăţimea secţiunii h/b. Pentru cazurile curente, când înălţimea $h \leq 50$ cm, iar lăţimea $b \geq 15$ cm, coeficientul $k_w \approx 1{,}0$.

Coeficientul de corecţie k_f se stabileşte în funcţie de raportul dintre grosimea inimii b_1 şi lăţimea totală a tălpii b. Astfel, pentru raportul $b_1/b \leq 1/2$ se ia $k_f = 0{,}90$, iar pentru $b_1/b = 1/4$, $k_f = 0{,}75$.

Verificarea rostului încleiat la forfecare se face în secţiunea cu forţa tăietoare maximă, ţinând seama şi de eventualele porţiuni neîncleiate, cu relaţia:

$$\tau = QS / Ibk_r \leq \tau_{af}\left(R_f\right), \tag{5.12}$$

în care: Q este forţa tăietoare maximă, în daN;

S – momentul static al secţiunii care lunecă în raport cu axa neutră, în cm^3;

I – momentul de inerţie brut al întregii secţiuni, în cm^4;

b – lăţimea rostului încleiat (grosimea inimii), în cm;

k_r – coeficientul de corecţie subunitar care ţine seama de eventualele porţiuni neîncleiate; de obicei se ia egal cu 0,5.

Grinzi din pachete de scânduri. În ultima perioadă, grinzile încleiate de diferite forme constructive (drepte, în două pante sau curbe etc.) au căpătat o extindere mare în cadrul construcţiilor moderne de peste hotare. Datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă lemnul încleiat din punct de vedere tehnico-economic şi, îndeosebi, a greutăţii proprii reduse, grinzile încleiate se utilizează frecvent la realizarea structurii portante a acoperişurilor, atât la construcţii civile cât şi la cele cu caracter industrial.

Dintre tipurille constructive folosite în mod curent se numără grinzile drepte, cu moment de inerţie constant sau variabil, şi grinzile curbe (fig. 5.16).

Grinzile drepte cu moment de inerţie constant (fig. 5.16, *a*) se pot realiza cu secţiune transversală dreptunghiulară sau I, iar cele cu moment de inerţie variabil (fig. 5.16, *b*, *c*) numai cu secţiune transversală dreptunghiulară. În cazul grinzilor cu moment de inerţie variabil, panta (înclinarea) tălpii superioare se stabileşte în

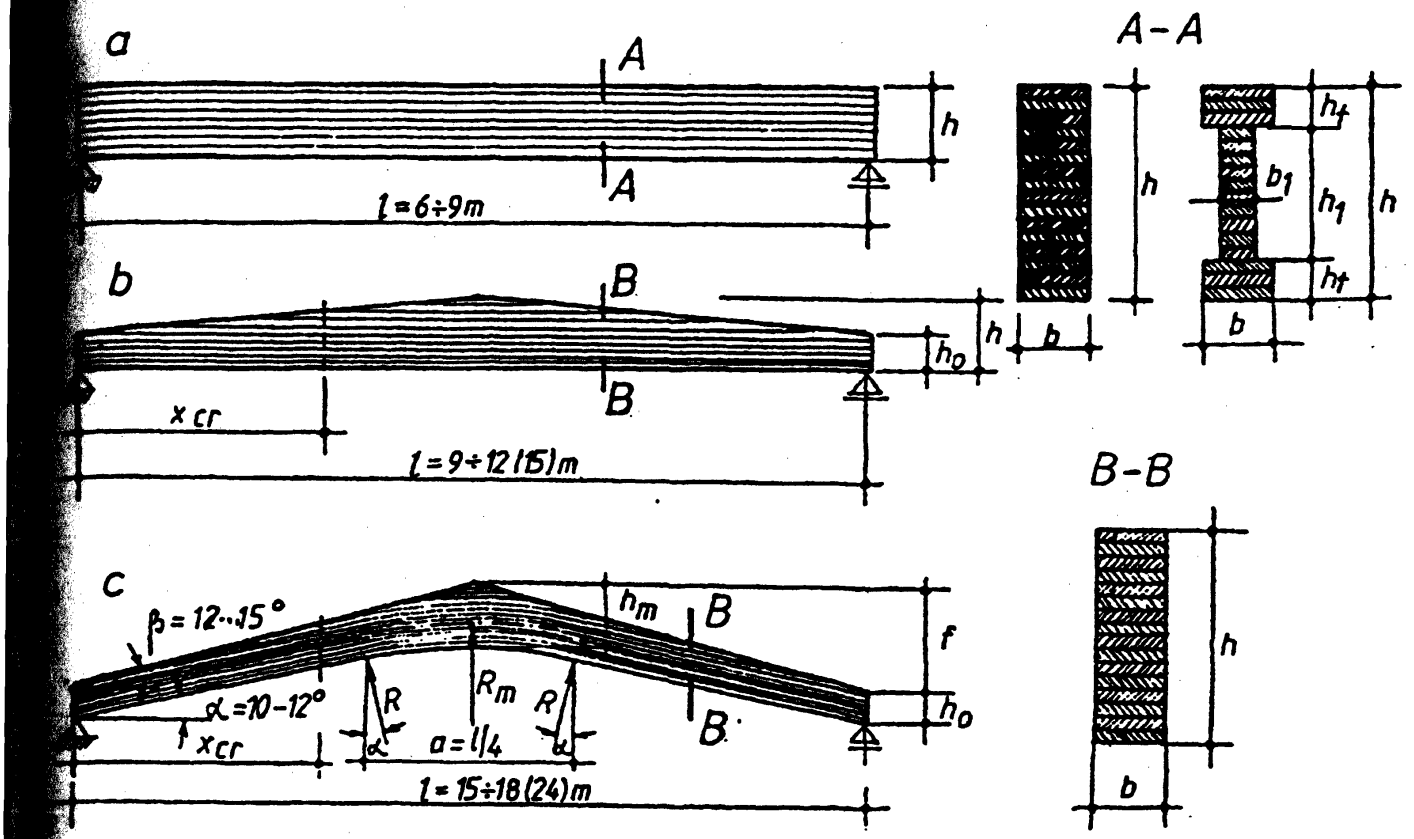


Fig. 5. 16. Date constructive pentru principalele tipuri de grinzi încleiate din pachete de scânduri aşezate pe lat.

vedere tehnico-economic şi constructiv sunt grinzile curbe cu moment de inerţie variabil (fig. 5.16, *c*).

Prin intermediul grinzilor încleiate se pot acoperi, în condiţii avantajoase din punct de vedere tehnico-economic, deschideri de la 12 la 24 m.

În cazul în care se utilizează pentru realizarea structurii portante a acoperişului grinzi drepte, este indicat să se adopte sisteme constructive din ginzi cu console şi articulaţii (fig. 5.1). Cu asemenea sisteme se pot acoperi deschidri mari, în condiţii avantajoase, deoarece prin plasarea judicioasă a articulaţiilor se asigură o distribuţie favorabilă a solicitărilor din încovoiere în lungul grinzilor, iar în final, obţinerea unor importante economii de material lemnos. Un exemplu în acest sens îl poate servi schema constructivă cu trei deschideri egale, având articulaţiile plasate în deschiderea centrală (fig. 5.17). Sistemul poate fi adoptat atât petru realizarea construcţiilor social-culturale, cât şi la cele cu caracter industrial.

Grinzile curbe, cu moment de inerţie variabil, datorită avantajelor pe care le prezintă din punct de vedere constructiv şi tehnico-economic, se aplică pe scară tot mai largă în domeniul construcţiilor civile, industriale şi agricole. Ele se pretează atât la construcţii cu o singură deschidere, cât şi la cele cu mai multe deschideri (fig. 5.18). În figura 5.19 este ilustrat un exemplu de clădire social-culturală, la care acoperişul este realizat din grinzi încleiate curbe de 18 m deschidere, iar în figura 5.20 se prezintă schema unei hale industriale cu mai multe deschideri de 26 m, având acoperişul

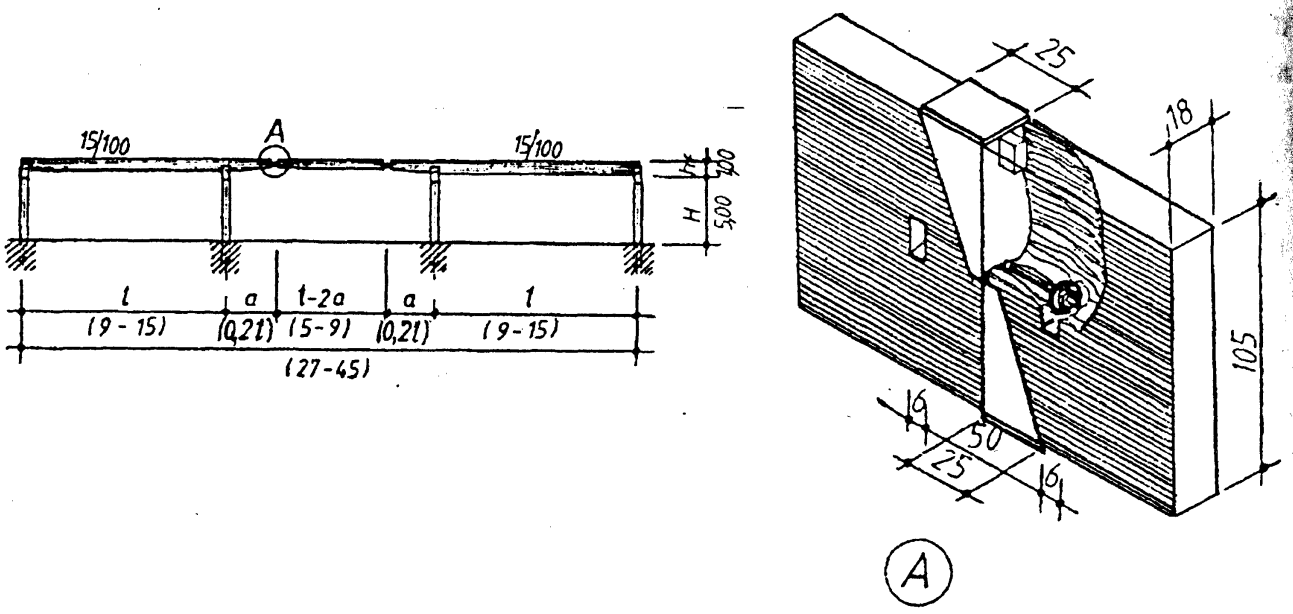


Fig. 5.17. Schemă constructivă pentru un sistem cu trei deschideri egale, format din grinzi cu articulații plasate în deschiderea centrală.

În cazul utilizării grinzilor curbe, este indicat ca talpa inferioară din zona centrală, pe o porțiune $a = l/4$, să se execute sub forma unui arc de cerc cu raza $R = a / 2 \sin \alpha$ (fig. 5.19).

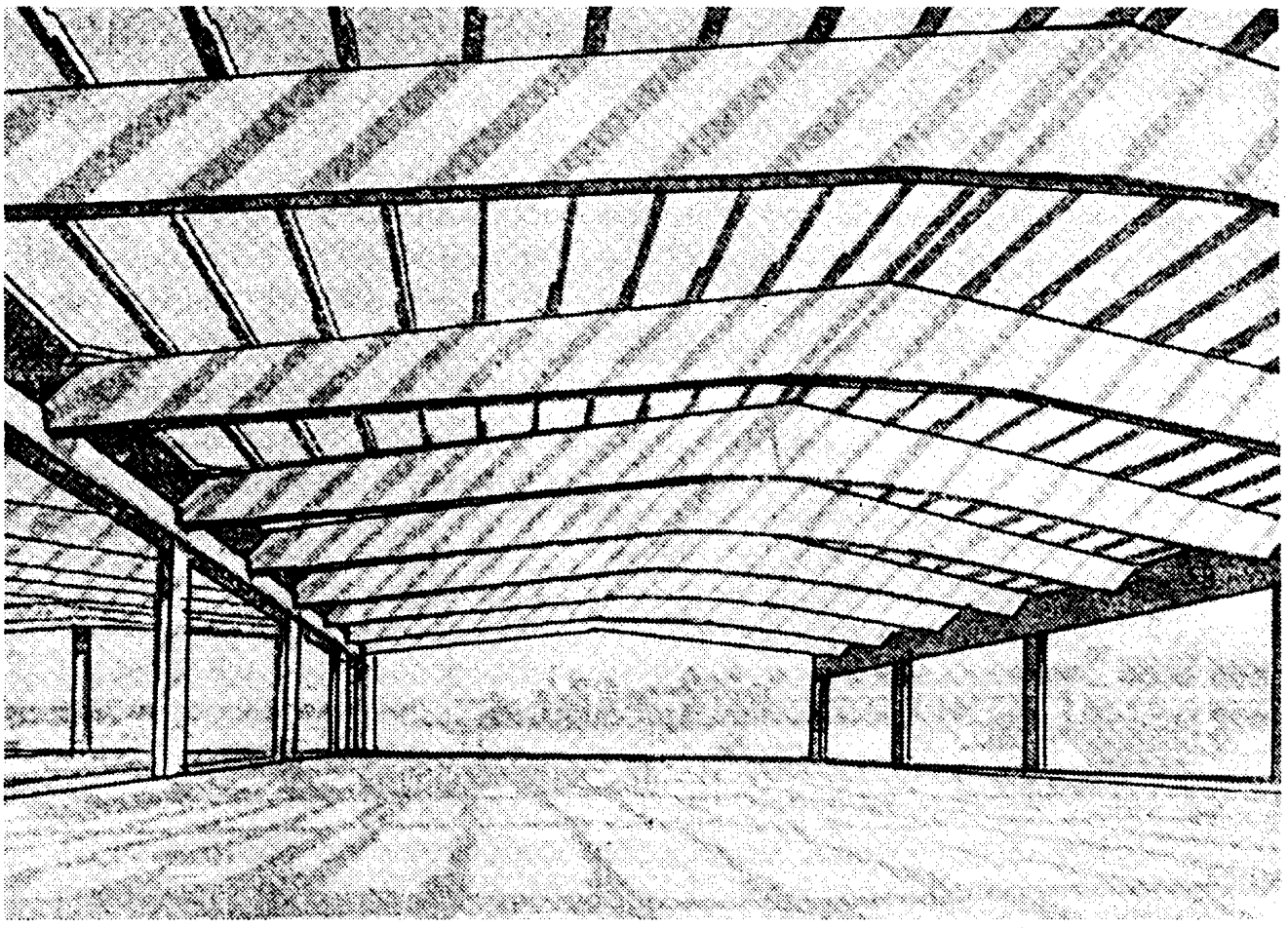


Fig. 5.18. Construcția unei hale cu mai multe deschideri, având acoperișul format din grinzi încleiate curbe.

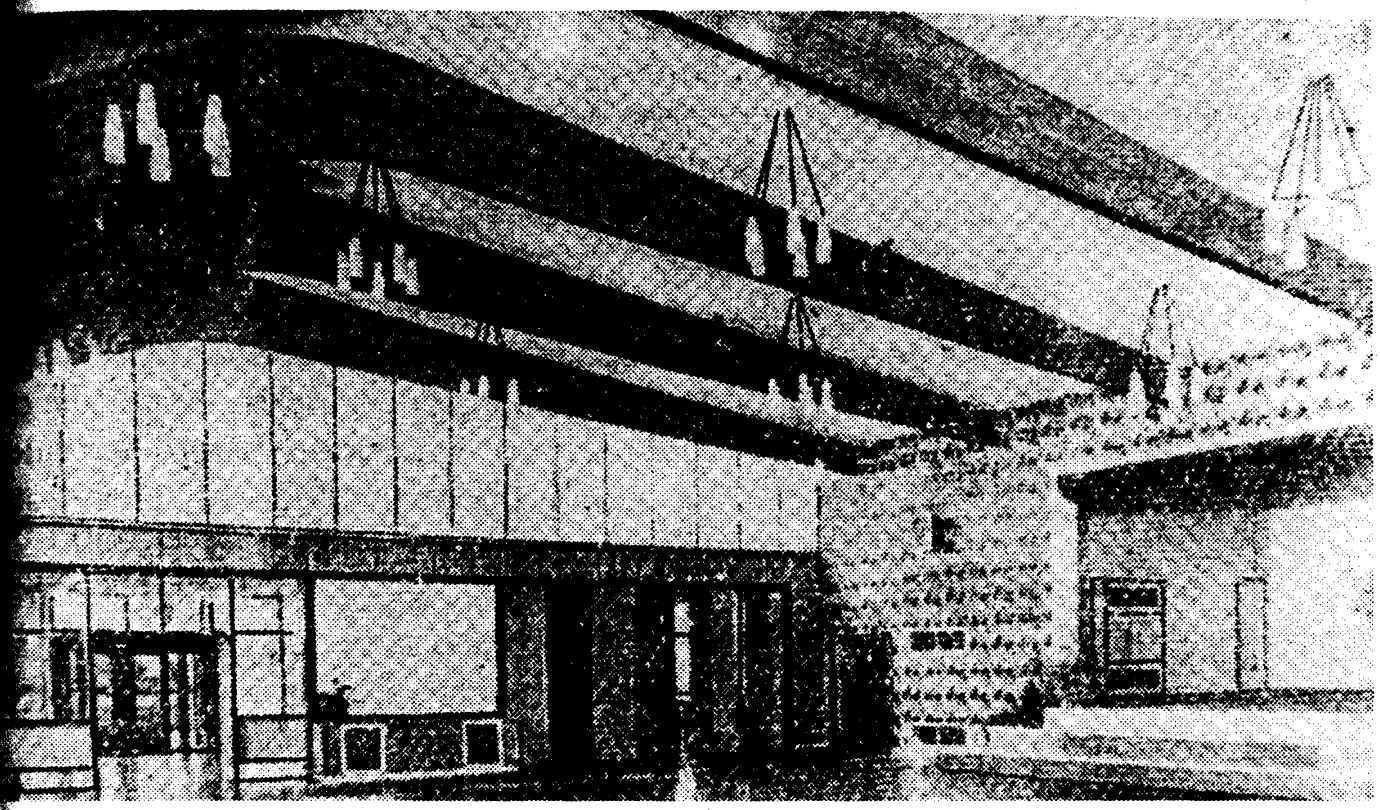
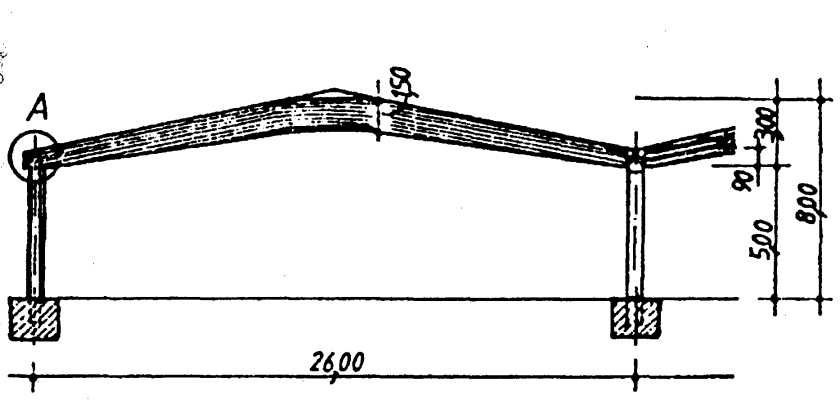
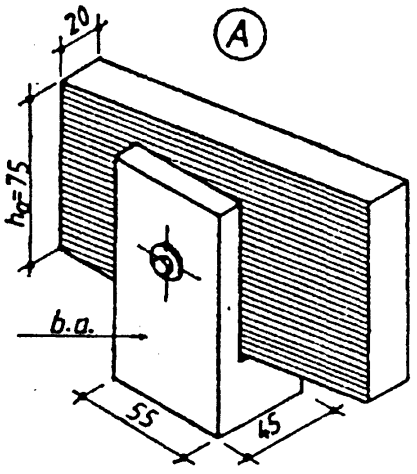


Fig. 5.19. Interiorul unei clădiri cu acoperiş din grinzi încleiate curbe (Anglia).

Din condiţia de rigiditate, la toate tipurile de grinzi încleiate se impune ca înălţimea secţiunii transversale h, la mijlocul deschiderii, să fie > 1/15 din deschidere. Pentru asigurarea stabilităţii transversale, raportul dintre înălţimea h şi lăţimea secţiunii b, respectiv dintre înălţimea h_1 şi lăţimea (grosimea) inimii b_1, în cazul grinzilor I, se limitează la h/b (h_1/b_1) ≤ 6. La grinzile cu moment de inerţie variabil (cu două pante), raportul dintre înălţimea maximă şi lăţimea grinzii trebuie să respecte condiţia $h/b < 8$.

Îmbinarea de înnădire a scândurilor sau dulapilor din care este alcătuită secţiunea transversală se realizează în funcţie de poziţia lor şi de natura solicitării. În zona centrală cu eforturi mici şi talpa comprimată, aceasta se realizează sub forma





unor îmbinări frontale (cap la cap), iar în zona întinsă, prin suprafețe înclinate sau sub formă de dinți (după posibilități), cu respectarea tuturor prevederilor privind tehnologia de încleiere și modul de realizare a îmbinărilor încleiate (v. cap. 3).

În cazul deschiderilor și încărcărilor mari, este mai avantajos ca în locul grinzilor încleiate, cu secțiunea transversală dreptunghiulară sau I, realizată din pachete de scânduri dispuse pe lat, să se utilizeze grinzile având forma secțiunii transversale I sau dublu T, cu inima din scânduri încrucișate (fig. 5.21). În acest caz, spre deosebire de grinzile cu inima din scânduri încrucișate bătute în cuie, înclinarea scândurilor care formează inima este mică, de obicei de 4–6°.

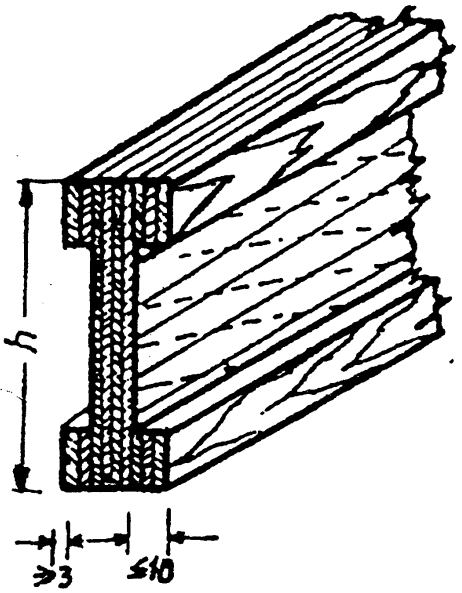


Fig. 5.21. Grinzi încleiate cu inima din două, trei sau mai multe rânduri de scânduri încrucișate.

În cazul în care inima se realizează din trei rânduri de scânduri, rândurile intermediare se recomandă să se execute cu o înclinare mai mare, de regulă $\alpha = 10°$.

În general, grinzile încleiate cu inima din scânduri încrucișate se remarcă printr-o rigiditate mare în planul lor, motiv pentru care sunt indicate pentru acoperirea deschiderilor relativ mari (l = 25–40 m).

Calculul grinzilor din pachete de scânduri încleiate se face în același mod ca și în cazul grinzilor cu secțiune obișnuită, cu deosebirea că în acest caz se introduc coeficienții de corecție care țin seama de forma secțiunii transversale și de dimensiunile absolute ale secțiunii (h, b).

Verificarea eforturilor unitare normale se face astfel:

$$\sigma = M / W_n k_w k_f \leq \sigma_{ai}(R_i), \tag{5.13}$$

unde: M este momentul încovoietor în secțiunea cea mai solicitată;

W_n – modulul de rezistență net, determinat pentru secțiunea cea mai solicitată;

k_w – coeficientul de corecție care ține seama de raportul dintre înălțimea și lățimea totală a secțiunii transversale h/b;

k_f – coeficientul de corecție care ține seama de forma secțiunii transversale și se ia în considerație numai în cazul grinzilor cu secțiunea I sau T;

$\sigma_{ai}(R_i)$ – rezistența admisibilă (de calcul) la încovoiere.

Valorile coeficientului de corecție k_w se determină din tabelul 5.1, în funcție de înălțimea h și lățimea b a secțiunii transversale, iar pentru coeficientul k_f, din tabelul

Tabelul 5.1

Valorile coeficientului de corecţie k_w

Lăţimea grinzii b cm	Coeficientul k_w pentru înălţimea grinzilor h, în cm					
	14 – 40	50	60	70	80	90 100 şi mai mare
$b \leq 14$	1,00	0,95	0,90	o,85	o,80	0,75
$b > 14$	1,14	1,05	0,95	0,90	0,85	0,80

Tabelul 5.2

Valorile coeficientului de corecţie k_f

b_1/b	1/2	1/3	1/4
k_f	0.90	0,80	0,75

Tabelul 5.3

Valorile raportului b_1/b pentru secţiuni I şi dublu T

Tipuri de grinzi	Raportul b_1/b			
	1/2	1/3	1/4	1/8
Cu secţiune I	38	50	64	–
Cu secţiune dublu T	35	46	59	–

Pentru valorile intermediare ale rapoartelor h/b şi b_1/b, valoarea coeficientului k_w şi k_f se determină prin interpolare.

În cazul grinzilor încleiate cu secţiune I sau dublu T, din condiţia de rigiditate se impune ca raportul dintre înălţimea secţiunii h şi deschiderea grinzii să se stabilească în funcţie de raportul dintre grosimea inimii b_1 şi lăţimea tălpii b. În general, se recomandă ca raportul $h/l \geq 1/15$ (tabelul 5.3).

În cazul grinzilor cu moment de inerţie variabil, trebuie să se ţină seama că secţiunea critică în care apar eforturile unitare normale maxime nu coincide cu secţiunea în care momentul încovoietor atinge valoarea maximă. La grinzile cu secţiune dreptunghiulară, încărcate cu o sarcină uniform distribuită, secţiunea critică se determină cu relaţia:

$$x_{cr} = lh_0 / 2h_m, \qquad (5.14)$$

în care: l este deschiderea grinzii, în m;

h_0 – înălţimea grinzii de la reazem, în m;

h_m – înălţimea grinzii la mijlocul deschiderii, în m.

Pentru grinzile cu secţiune I, secţiunea critică x_{cr} se determină cu relaţia (5.3).

Verificarea rostului încleiat la forfecare se face ţinând seama de eventualele porţiuni neîncleiate, prin corectarea rezistenţei admisibile (de calcul) cu un coeficient k_r de 0,5, cu relaţia:

$$\tau = QS / I_{br} b k_r \leq \tau_a (R_f), \qquad (5.15)$$

în care: Q este forţa tăietoare maximă;

S – momentul static al scţiunii în raport cu axa neutră;

I_{br} – momentul de inerţie al întregii secţiuni;

b – lăţimea secţiunii în care se face verificarea;

k_r – coeficientul de corectie care tine seama de eventuale portiuni

Verificarea rigidității (săgeții) grinzilor cu moment de inerție constant se face în modul cunoscut, iar la grinzi cu moment de inerție variabil (cu una sau două pante etc.), prin determinarea săgeții echivalente, cu relația:

$$f = f_m / k, \tag{5.16}$$

în care: f_m este săgeata calculată ca pentru o grindă cu secțiune constantă, egală cu secțiunea grinzii de la mijlocul deschiderii;

k – coeficientul care ține seama de variația secțiunii și a cărui valoarea se determină cu relațiile:

– pentru grinzi cu secțiune dreptunghiulară:

$$k = 0{,}15 + 0{,}85\frac{h_0}{h_m};$$

– pentru grinzi cu secțiune I sau dublu T:

$$k = 0{,}4 + 0{,}6\frac{h_0}{h_m}.$$

La grinzile cu secțiune dreptunghiulară, h_0 și h_m sunt înălțimea minimă și, respectiv, maximă totală, iar în cazul grinzilor dublu T, distanța dintre axele tălpilor.

Relația (5.16) se aplică pentru raportul h_0/h_m cuprins între 0,25 și 0,75.

În cazul grinzilor I și de tip cheson închis, calculul săgeții se face luând în considerație și influența eforturilor de lunecare, cu relația:

$$f = f_0\left(1 + \alpha\frac{h^2}{l^2}\right), \tag{5.17}$$

în care: f_0 este săgeata grinzii, fără a ține seama de influența eforturilor de lunecare;

h – înălțimea și deschiderea grinzii;

α – coeficientul de corecție.

În cazul grinzilor curbe (fig. 5.16, *c*) este necesar ca pe lângă verificarea efortului normal σ_x în secțiunea critică x_{cr}, să se facă și o verificare a rostului încleiat la eforturile unitare tangențiale τ și normale pe rost σ_1, astfel:

$$\tau = \sigma_x tg\varphi; \qquad \sigma_1 = \sigma_x tg^2\varphi,$$

unde: φ este unghiul dintre talpa superioară și talpa inferioară și este egal cu: $\varphi = \beta - \alpha$.

La grinzile încleiate la care raportul dintre înălțimea și lățimea secțiunii $h/b > 6$, este necesar să se facă verificarea secțiunii la stabilitate laterală, în planul de încovoiere, folosind relația:

$$\sigma = M / W\psi \le \sigma_{ai}\left(R_i\right), \tag{5.18}$$

în care: M este momentul încovoietor în secțiunea cea mai solicitată;

W – modulul de rezistență al secțiunii;

Valoarea coeficientului de stabilitate variază în general între 0 și 1 și se determină cu relația:

$$\psi = 120 b^2 \beta / ha, \tag{5.19}$$

în care: b; h sunt lățimea și înălțimea secțiunii transversale a grinzii;

a – distanța dintre două puncte de contravântuire a tălpii superioare comprimate a grinzii;

β – coeficientul care depinde de schema statică a grinzii și natura încărcării (tabelul 5.4).

Tabelul 5.4

Valorile coeficientului β

Nr. crt.	Schema statică a grinzii	Natura încărcării	Valoarea coeficientului β
1	Grinzi simplu rezemate	Sarcina uniform distribuită	1,12
		Forța concentrată aplicată la $l/2$	1,35
2	Grinzi cu consolă	Sarcina uniform distribuită	2,04
		Forța concentrată aplicată la capătul consolei	1,28

În cazul în care pe tălpile inferioare ale grinzilor încleiate cu secțiune I sunt aplicate forțe concentrate P, este necesar să se facă o verificare la desprinderea tălpilor de inimă, cu relația:

$$P \leq 4 a b_1,$$

în care: P este forța concentrată ce reazemă pe talpa inferioară;

a – lungimea suprafeței de rezemare a sarcinii;

b_1 – grosimea inimii, pentru rezemări bilaterale, și jumătate din grosimea inimii, pentru rezemări unilaterale.

Grinzi cu inima subțire din placaj. Preocupările privind valorificarea superioară a lemnului și a placajului în construcții au condus la conceperea și executarea elementelor de construcții portante cu secțiunea compusă din lemn și produse noi pe bază de lemn, îndeosebi placaj de construcție.

Grinzile încleiate cu inina plină subțire din placaj de construcție, datorită avantajelor pe care le prezintă din punct de vedere tehnico-economic, au căpătat o utilitate tot mai largă în construcții. Avantajul principal al acestor grinzi constă în reducerea substanțială a greutății proprii și în posibilitatea înlocuirii materialelor de construcții deficitare (lemn și oțel).

Din punct de vedere constructiv, grinzile cu inimă plină din placaj se aseamănă cu grinzile cu inimă plină din scânduri încrucișate bătute în cuie, cu deosebirea că în acest caz, în locul scândurilor încrucișate se utilizează una sau mai multe inimi de placaj de construcție, iar în locul cuielor, un adeziv (clei) rezistent la apă.

Grinzile încleiate din lemn cu inimă din placaj de construcție se pot realiza cu

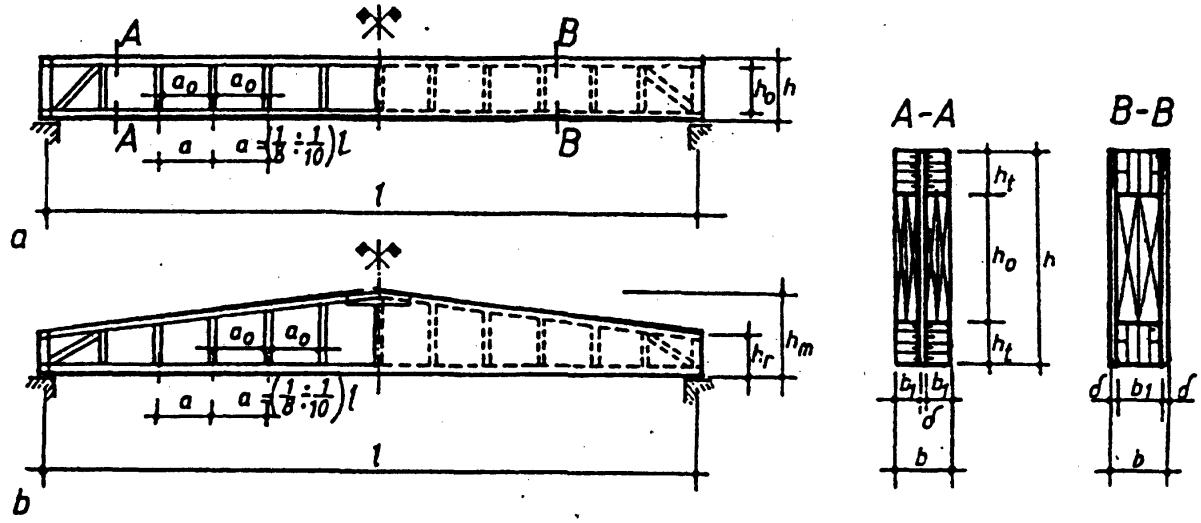


Fig. 5.22. Grinzi încleiate dn lemn cu inima din placaj de construcţie, cu moment de inerţie constant şi variabil.

La alcătuirea grinzilor cu inimă subţire din placaj de construcţie, trebuie avut în vedere că în afara stabilităţii şi rigidităţii generale a grinzii, este strict necesar să se asigure şi stabilitatea inimii subţiri. Grosimea inimii δ sau valoarea raportului dintre înălţimea grinzii *h* şi grosimea inimii trebuie astfel determinată încât pericolul de pierdere a stabilităţii inimii subţiri să fie înlăturat.

Pentru stabilirea raportului optim dintre înălţimea grinzii şi grosimea inimii (h/δ) se porneşte de la teoria stabilităţii elastice a şaibelor (plăcilor subţiri), supuse în planul lor la acţiunea simultană a eforturilor unitare normale σ şi tangenţiale τ.

Din teoria de flamaj a plăcilor subţiri, rezultă că valorile critice ale eforturilor σ_x σ_y şi τ (fig. 5.23), aplicate pe contur în planul median al unei plăci dreptunghiulare simplu rezemate, cu grosmea δ pentru care forma plană de echilibru devine instabilă, se pot obţine pornind de la ecuaţia diferenţială a suprafeţei medii deformate, de forma:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \delta y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}=\frac{1}{D}\left(\delta\sigma_x\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2}+\delta\sigma_y\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2}+2\delta\tau\frac{\partial^2\omega}{\partial x\partial y}\right), \qquad (5.20)$$

unde δ este grosimea plăcii;

$$D=\frac{E\delta^3}{12\left(1-\mu^2\right)}$$ –rigiditatea la încovoiere a plăcii

Admiţând că eforturile σ_x, σ_y şi τ se află într-un anumit raport şi rezolvând ecuaţia (5.20) pentru condiţiile date pe contur, se vor găsi valori bine definite ale eforturilor critice pentru care flambajul plăcii este posibil, valoarea critică căutată fiind cea mai mică dintre acestea.

Pentru cazurile particulare când placa este supusă numai la unul dintre eforturile σ_x, σ_y sau τ, ecuaţia diferenţială se obţine din expresia (5.20), iar ca soluţie particulară rezultă:

$$W=W_n\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{h}, \qquad (5.21)$$

unde: W_n este deplasarea transversală maximă a unei semiunde;

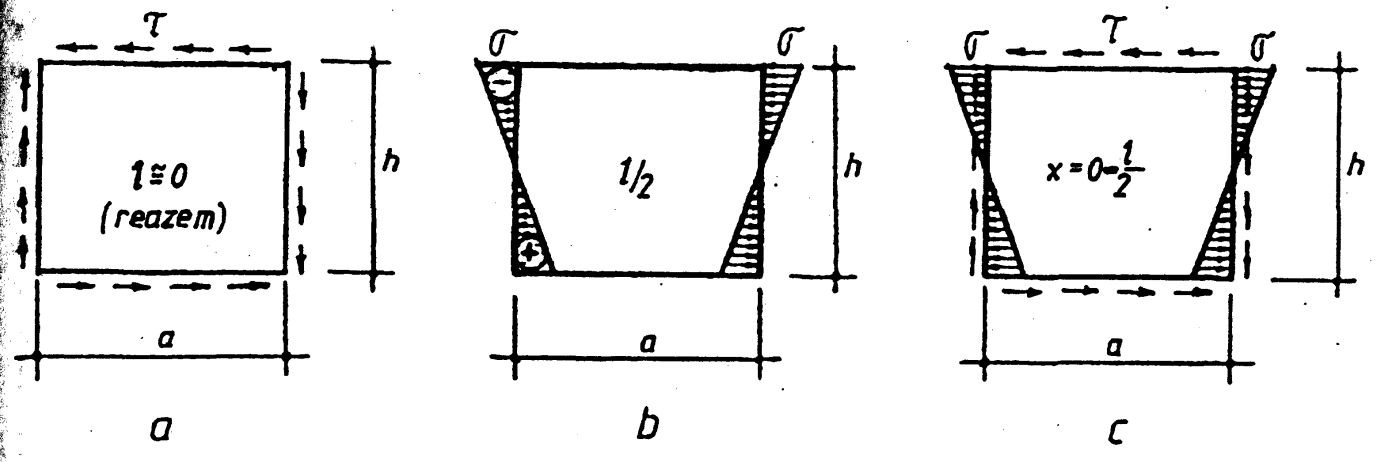


Fig. 5.23. Stările de eforturi specifice grinzilor cu inimă plină subțire.

Introducând expresia lui W în ecuația obținută, rezultă în final expresia efortului critic, de forma:

$$\sigma_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{\delta}{h}\right)^2, \tag{5.22}$$

unde k este un factor numeric, a cărui mărime depinde de raportul a/h.

Stabilirea grosimii δ sau a raportului h/δ se face în mod obișnuit prin adoptarea efortului unitar tangențial admisibil, după care se determină distanța dintre rigidizările transversale a, astfel încât inima să poată transmite eforturile de alunecare fără să apară pericolul de pierdere a stabilității acesteia.

În vederea asigurării unei proiectări raționale, pentru calculul stabilității elastice a inimii subțiri s-au luat în considerație următoarele stări de eforturi specifice grinzilor cu inima plină supuse la încovoiere (fig. 5.23):

1) În apropierea reazemelor – efortul de lunecare este factorul hotărâtor, iar porțiunea de inimă cuprinsă între două rigidizări transversale se poate considera ca o placă dreptunghiulară supusă la acțiunea eforturilor tangențiale τ, uniform repartizate (fig. 5.23, *a*);

2) La mijlocul deschiderii – lunecarea poate fi neglijată în comparație cu solicitarea la încovoiere, iar porțiunea din inimă cuprinsă între două rigidizări verticale se poate considera că este solicitată la încovoiere simplă (fig. 5.23, *b*);

3) Porțiunile intermediare supuse unei stări complexe de eforturi tangențiale și normale (fig. 5.29, *c*).

Prima valoare limită a raportului h/δ se determină în panourile din apropierea reazemelor, când valoarea efortului critic este:

$$\tau_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\frac{\delta_i^2}{h^2}. \tag{5.23}$$

Valorile aproximative ale factorului k, pentru rapoartele $a/h > 1$, se determină cu relația:

Admiţând pentru modulul de elasticitate E şi rezistenţa la forfecare τ_a sau R_f valori corespunzătoare tipului de placaj folosit, iar pentru coeficientul $\mu = 0{,}4$, rezultă raportul h/δ.

În cazul încovoierii simple, valoarea minimă a efortului critic se obţine pentru $k = 23{,}9$, corespunzător unui raport $a/h = 2/3$.

Pentru a evita pericolul de pierdere a stabilităţii inimii în condiţiile de exploatare, valoarea efortului critic trebuie să fie mai mare decât efortul efectiv maxim de încovoiere din inimă. Presupunând că efortul maxim atinge valoarea de rezistenţă admisibilă σ_{ai} sau de calcul la încovoiere la solicitări de durată R şi admiţând un coeficient de siguranţă $c = 1{,}5$–$2{,}0$, din relaţia (5.22) se obţine raportul h/δ limită.

Cea de a treia valoare limită se poate obţine din condiţia de stabilitate a inimii în panourile intermediare supuse unei stări complexe de eforturi σ şi τ, folosind relaţia:

$$\sqrt{\sigma^2/\sigma_{cr}^2 + \tau^2/\tau_{cr}^2} \leq 1, \qquad (5.24)$$

în care: σ este efortul unitar din încovoiere determinat la marginea comprimată a inimii cu valoarea medie a momentului încovoietor M din porţiunea respectivă;

τ – efortul unitar tangenţial determinat pentru valoarea medie a forţei tăietoare Q din panou aplicând formula Q/h_0;

σ_{cr}; τ_{cr} – eforturile critice de voalare stabilite pentru cazurile de solicitare a inimii numai de un singur efort (σ sau τ).

Distanţa dintre nervurile de rigidizare din apropierea reazemelor se determină considerând porţiunea de inimă dintre două rigidizări ca o placă simplu rezemată, de lungime egală cu înălţimea h şi lăţimea a, supuse la acţiunea solicitărilor de lunecare şi punând condiţia ca în porţiunile din apropierea reazemelor efortul $\tau_{cr} = 1{,}5\ \tau_{med}$.

Din calculul stabilităţii elastice a inimii subţiri din placaj de construcţie pentru cazul cel mai defavorabil de solicitare, considerând inima ca o placă infinit lungă cu laturile simplu rezemate şi acţionată pe contur de eforturile unitare tangenţiale, a rezultat că pericolul de pierdere a stabilităţii inimii este înlăturat pentru valoarea raportului $h_0/\delta \leq 65$.

În cazul în care grosimea inimii $\delta > h_0/65$, nu este necesară verificarea inimii la stabilitate.

În cazul grinzilor cu grosimea inimii $\delta \leq h_0/65$, distanţa dintre nervurile de rigidizare trebuie să fie $< 85\delta (a \leq 85\delta)$.

Având în vedere condiţiile limită rezultate pentru rapoartele h_0/δ şi a/δ şi ţinând seama că placajele de construcţii se realizează de anumite grosimi, rezultă că la proiectarea şi realizarea grinzilor încleiate cu inima plină din placaj trebuie avute în vedere anumite tipuri de secţiuni specifice (fig. 5.24).

Pentru evitarea unor tensiuni suplimentare în rosturile încleiate între inima de placaj şi tălpile de lemn, se recomandă ca tălpile să fie executate din mai multe straturi de scânduri (dulapi), iar lăţimea lor în secţiune să se facă astfel încât lăţimea unei scânduri (dulap) de care se îmbină prin încleiere foile de placaj să fie < 50 mm. Această cerinţă este determinată de apariţia unor tensiuni periculoase în rostul

urma fenomenului de contragere și umflare, care nu poate fi evitat în procesul de exploatare, sunt în general mai mari decât deformațiile produse în placaj.

Înnădirea scândurilor care alcătuiesc talpa superioară se face cap la cap, în aceeași secțiune sau în rosturi decalate, iar înnădirea scândurilor tălpii inferioare (întinse) se realizează sub forma unor îmbinări cu suprafețe înclinate sau în dinți în secțiuni diferite, evitând zonele periculoase. Inima din placaj se poate întrerupe

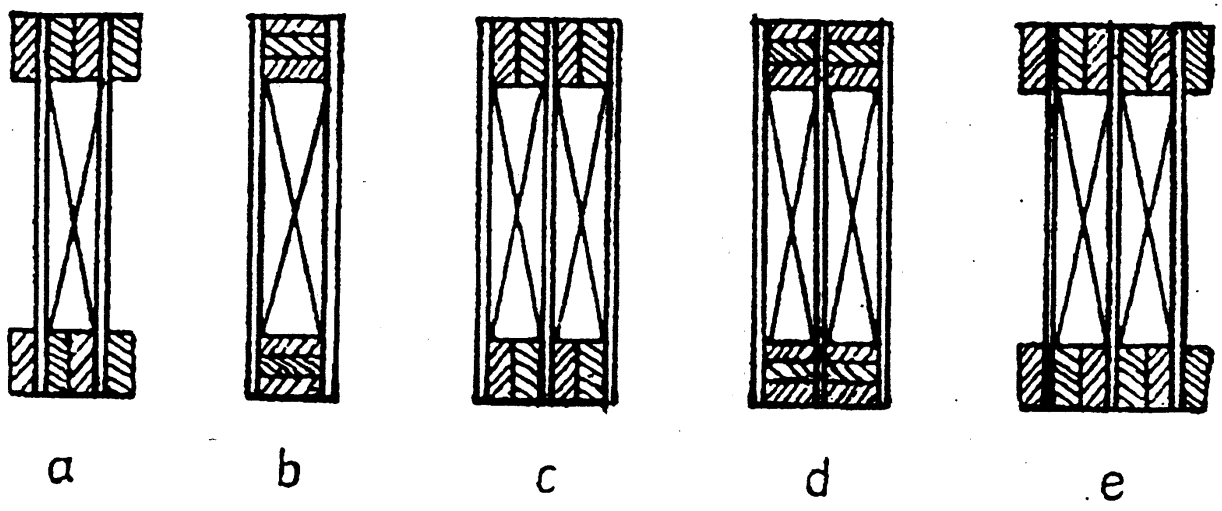


Fig. 5.24. Tipuri de secțiuni caracteristice pentru realizarea grinzilor încleiate cu inima plină din placaj de construcție.

numai în dreptul nervurilor verticale de rigidizare, cu prevederea unor eclise de continuitate din același material, îmbinate prin încleiere.

În cazul secțiunilor cu mai multe inimi (foi), îmbinarea acestora se va face decalat (în secțiuni diferite). Nervurile de rigidizare se dispun în dreptul sarcinilor concentrate sau la 1/10–1/12 din deschiderea grinzii, iar în panourile de la reazem (pentru mărirea rigidității inimii) se prevăd rigidizări suplimentare în formă de diagonală.

După formă, grinzile încleiate cu inimă plină din placaj pot fi: cu tălpi paralele; cu o pantă; cu două pante. Grinzile cu tălpi paralele se utilizează fie ca pane sau căpriori, fie ca tălpi superioare ale fermelor și arcelor cu trei articulații. Grinzile cu o pantă sau cu două pante se utilizează ca grinzi principale de acoperiș, cu deschideri de 9–15 (18) m. Cele mai răspândite, mai ales la clădiri cu caracter social-cultural, sunt grinzile cu două pante de tip cutie (fig. 5.24, *a*; *b*; *c*). Un exemplu de clădire având acoperișul format din grinzi încleiate cu inimă din placaj de tipul menționat este ilustrat în figura 5.25.

În figura 5.26 sunt prezentate principalele date și detalii constructive pentru o grindă de 13 m deschidere, cu două inimi din placaj de construcție la care scheletul portant este format dintr-un sistem de zăbrele.

În Germania a fost experimentat și introdus în practică cu mult succes un nou tip de grindă încleiată din lemn cu inimă ondulată din placaj (fig. 5.27). Avantajul principal al acestui tip de grindă constă în rigiditatea ei relativ mare în comparație cu alte tipuri constructive pentru același consum de material lemnos. Utilizarea acestor grinzi în construcții poate fi foarte variată (pane, căpriori etc,). În fig. 5.28 este ilustrată o clădire având căpriorii acoperișului realizați din asemenea grinzi încleiate

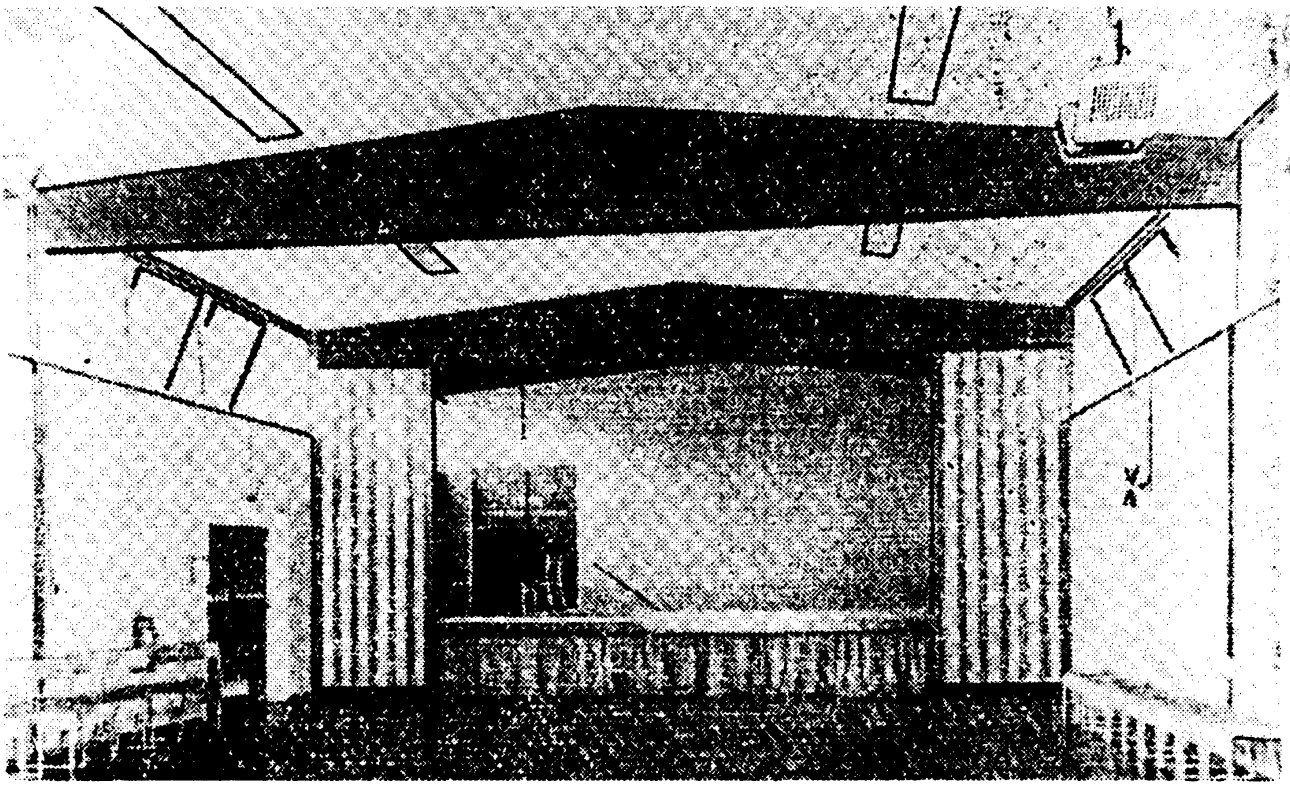


Fig. 5.25. O sală de gimnastică cu acoperiș din grinzi încleiate cu inima subțire din placaj de construcție.

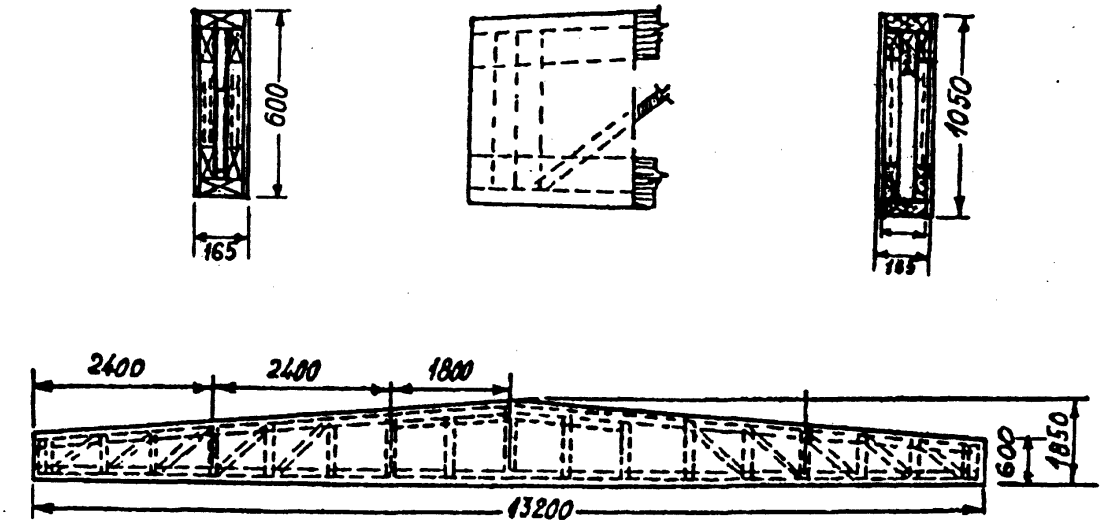


Fig. 5.26. Un exemplu de realizare a grinzilor încleiate cu inimă din placaj.

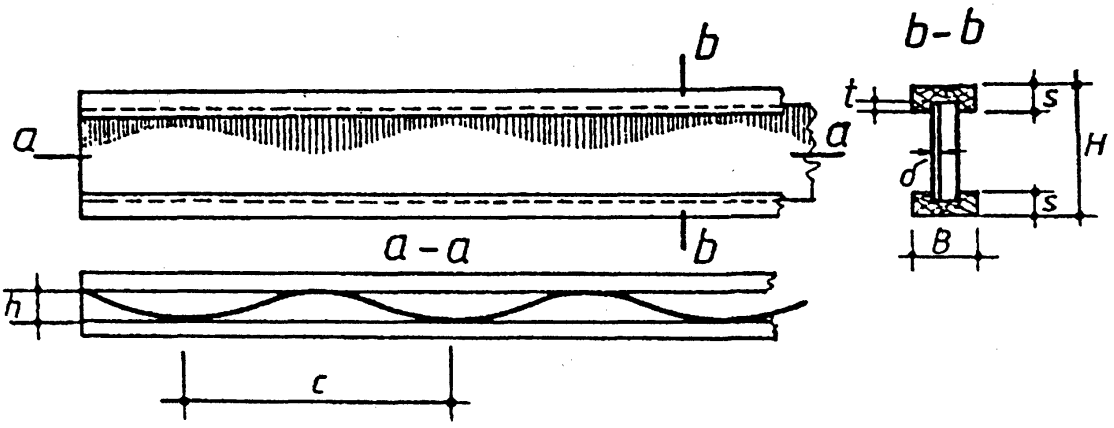


Fig. 5.27. Construcția grinzilor cu inima din placaj ondulat

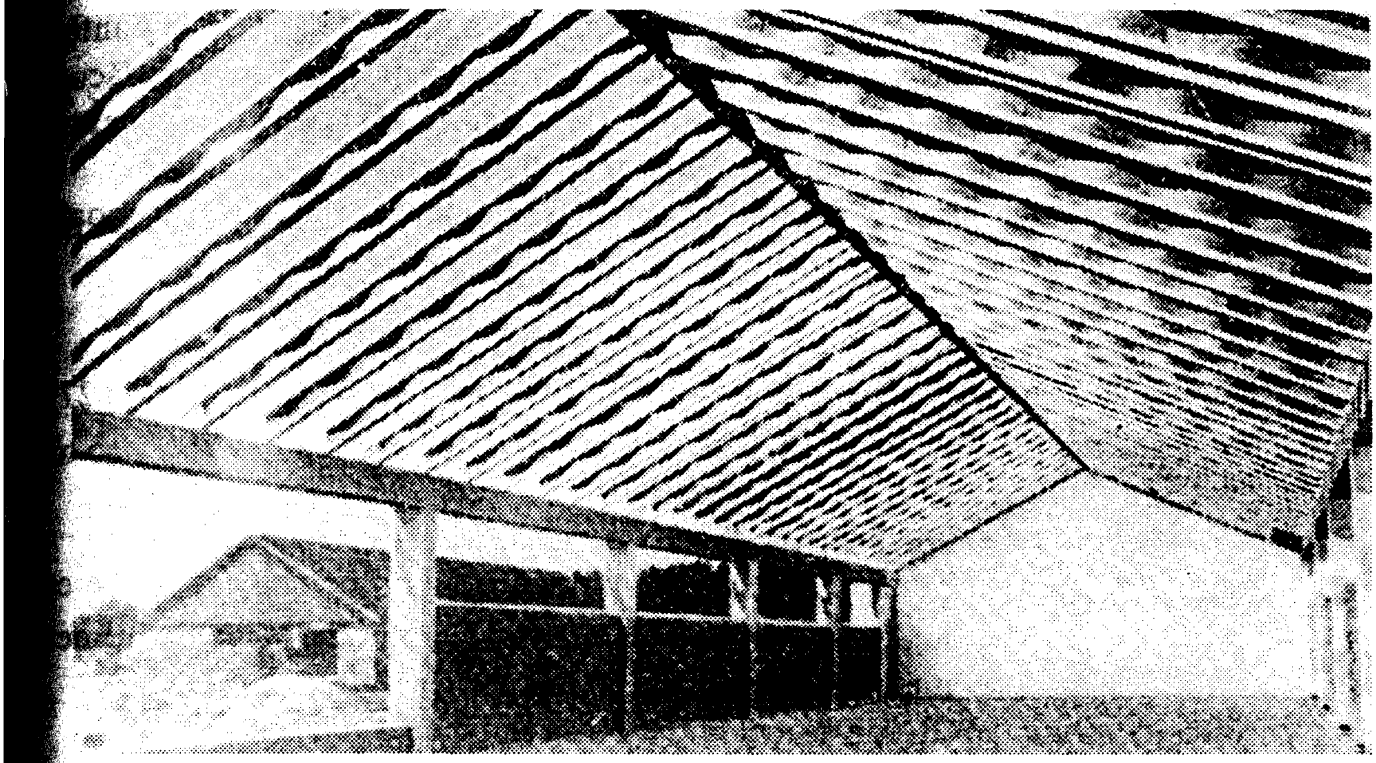


Fig. 5.28. Un exemplu de clădire realizată având acoperişul format din grinzi încleiate cu inima din placaj ondulat.

Calculul grinzilor încleiate cu inima subţire din placaj constă în verificarea eforturilor unitare marginale din tălpi şi inimă şi în verificarea inimii la forfecare şi stabilitate în secţiuni cu eforturi de lunecare maxime. Este necesar de asemenea să se verifice rosturile încleiate dintre inimă şi tălpi şi săgeata la mijlocul deschiderii.

La grinzile cu tălpi paralele, eforturile unitare normale (marginale) se verifică în secţiunea cu momentul încovoietor maxim, cu relaţiile:

– în tălpi:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{calc} k_w} = \frac{M_{max} h}{2 I_{calc} k_w} \leq \sigma_{ai}(R_i); \tag{5.25}$$

– în inima din placaj:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{calc} k_w} \frac{1}{n} = \frac{M_{max} h}{2 I_{calc} k_w} \frac{1}{n} \leq \sigma_{ai}(R_i), \tag{5.26}$$

în care: $I_{calc} = I_t + I_i \frac{1}{n}$ este momentul de inerţie de calcul, I_t şi I_i fiind momentele de inerţie ale tălpilor, respectiv al inimii;

$n = E_t / E_i$ – raportul dintre modulele de elasticitate ale materialelor din care se realizează tălpile şi inima;

h – înălţimea grinzii în secţiunea de calcul;

σ_{ai}, R_i – rezistenţa admisiblă (de calcul) a lemnului, respectiv a placajului la încovoiere;

k_w – coeficientul de corecţie care ţine seama de forma secţiunii transversale şi se determină în funcţie de înălţimea

În cazul grinzilor cu moment de inerție variabil (cu o pantă sau cu două pante), verificarea eforturilor unitare normale (marginale) în tălpi sau inimă trebuie făcută în secțiunea periculoasă (critică), cu relațiile (5.25) și (5.26) pentru momentul încovoietor și momentul de inerție corespunzător secțiunii critice.

În cazul unei încărcări uniform distribuite, secțiunea periculoasă se poate determina cu relația (5.3), sau cu expresia:

$$x_{cr} = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{W_{min}}{W_{max}}}, \tag{5.27}$$

în care: l este deschiderea grinzii, în m;

W_{min}; W_{max} – modulele de rezistență determinate pentru secțiunile cu înălțimea minimă (în dreptul reazemului) și cu înălțimea maximă (la mijlocul deschiderii).

Verificarea inimii subțiri din placaj la forfecare se face cu relația:

$$\tau = Q_{max} S / I_{calc} \sum \delta \le \tau_a \left(R_f\right), \tag{5.28}$$

în care: Q_{max} este forța tăietoare maximă;

$S = A_t \frac{h_0}{2} + \frac{1}{n} \frac{\sum \delta_i h}{8}$ – momentul static în secțiunea de calcul.

Verificarea rosturilor încleiate între inimă și tălpi se face cu relația:

$$\tau_{rost} = Q_{max} S_t / I_{calc} \sum h_{rost} \le \tau_a \left(R_f\right), \tag{5.29}$$

în care: S_t este momentul static al tălpilor în raport cu axa neutră;

h_{rost} – înălțimea rostului încleiat (înălțimea tălpii).

Rezistența admisibilă τ_a sau de calcul R_f se va lua cea mai mică valoare dintre rezistențele la forfecare ale placajului, ale lemnului în lungul fibrelor, sau ale cleiului utilizat ca mijloc de îmbinare (tabelul 5.5)

Tabelul 5.5

Rezistențele admisibile (de calcul) la forfecare pentru rosturile încleiate

Unghiul dintre direcția fibrelor placajului față de efortul care acționează în elementele tălpilor încleiate de placaj	Rezistența admisibilă la forfecare a cleiului în daN/cm^2	
	Rezistente la apă și cu rezistență mărită la apă	Cu rezistență mijlocie la apă
90°	10	5
0°	7	3

Verificarea rigidității (săgeții) grinzilor se face cu formula (5.17), ținând seama și de influența lunecării; coeficientul α care ține seama de influența eforturilor de lunecare se ia: $\alpha = 48$ pentru raportul $\delta/b = 1/4$ și $\alpha = 90$ pentru $\delta/b = 1/8$.

Verificarea inimii din placaj la stabilitate locală în afara planului grinzii se face cu relația:

$$\sqrt{\left(\sigma/\sigma_{cr}\right)^2+\left(\tau/\tau_{cr}\right)^2} \le 1{,}0, \qquad (5.30)$$

în care: σ; τ sunt efortul unitar normal și efortul unitar tangențial efectiv determinate la mijlocul panoului;

σ_{cr}; τ_{cr} – efortul unitar normal, respectiv tangențial critic.

Valoarea efortului unitar normal și tangențial critic se determină cu relațiile:

$$\sigma_{cr} = k_1\left(100\delta_p/h_0\right)^2; \quad \tau_{cr} = k_2\left(100\delta_p/a_0\right)^2, \qquad (5.31)$$

în care: δ_p este grosimea inimii din placaj;

h_0 – înălțimea inimii între tălpi;

a_0 – lungimea panoului dintre două rigidizări verticale;

k_1; k_2 – coeficienți numerici determinați în funcție de raportul dimensiunilor panourilor inimii din placaj a_0 și h_0.

Valoarea coeficientului k_1 se stabilește pentru panourile din zona centrală a grinzii cu raportul $a_0/h_0 < 1$ din tabelul 5.6, iar pentru k_2 pentru panourile din zona marginală din tabelul 5.7.

Tabelul 5.6

Valorile coeficientului k_1

Direcția efortului de compresiune	Valorile coeficientului k_1 pentru raportul δ_0/h_0					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8 și mai mare
În lungul fibrelor furnirelor exterioare	919	451	293	226	198	185
Perpendicular pe direcția fibrelor furnirelor exterioare	719	348	241	199	185	185

Tabelul 5.7

Valorile coeficientului k_2

Direcția fibrelor furnirelor exterioare	Valorile coeficientului k_2 pentru raportul a_0/h_0					
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0 și mai mare
În lungul laturii celei mai lungi	68	51	47	45	44	39,4

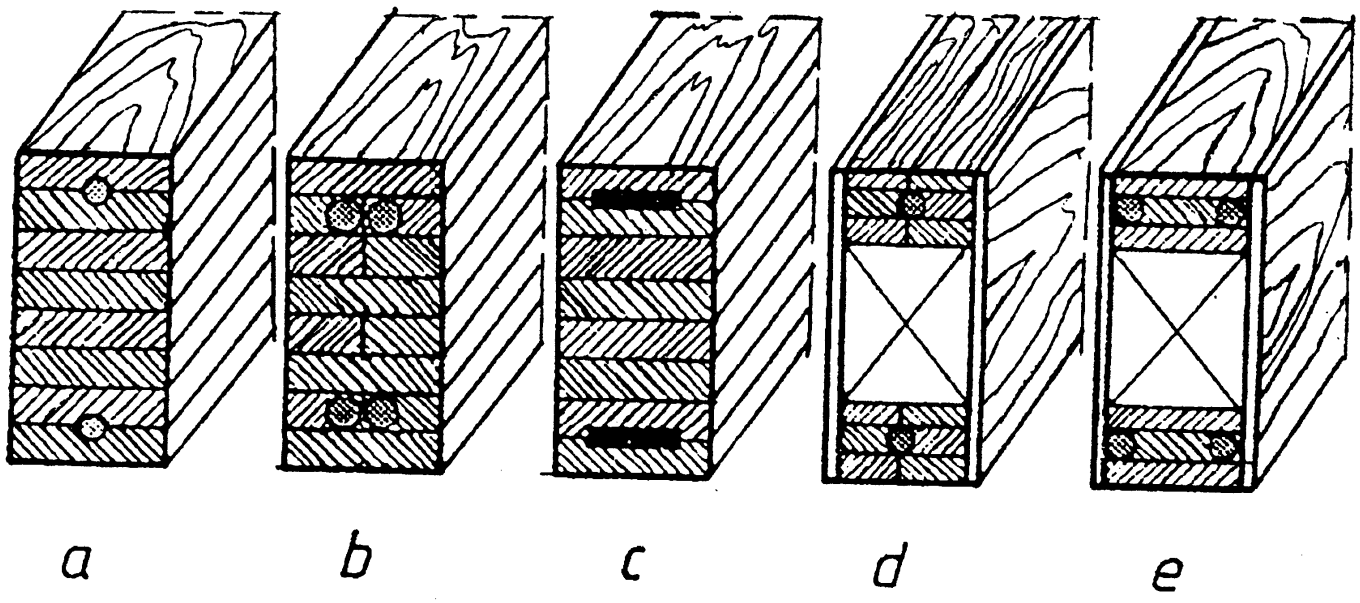
5.1.5. GRINZI ARMATE PRETENSIONATE

Considerente generale. Având în vedere avantajele şi dezavantajele pe care le prezintă lemnul ca material de construcţie, în domeniul construcţiilor moderne din lemn au căpătat o extindere mare sistemele constructive din lemn şi metal, la care elementele principale solicitate la compresiune sau compresiune cu încovoiere sunt realizate din lemn, iar cele întinse, din metal. Totodată, în vederea asigurării unei valorificări superioare a lemnului se remarcă în ultimul timp preocuparea specialiştilor pentru găsirea de noi sisteme şi principii constructive, care să permită obţinerea unor rezultate practice cât mai valoroase. Astfel, în paralel cu efectuarea studiilor privind perfecţionarea tehnologiei de încleiere şi de realizare a construcţiilor încleiate au apărut şi s-au dezvoltat idei şi soluţii noi, ca de exemplu posibilitatea realizării unor elemete din lemn încleiat, armate sau pretensionate.

Realizarea unor elemente armate sau pretensionate din lemn încleiat prezintă o importanţă practică deosebită şi noi posibilităţi privind folosirea şi extinderea construcţiilor moderne din lemn, în special în acele sectoare sau domenii în care construcţiile metalice sau din beton armat nu dau rezultate (industria chimică). Prin armarea şi pretensionarea elementelor din lemn încleiat se asigură, pe de o parte, o mai bună valorificare a calităţilor, iar pe de altă parte, o anihilare substanţială a neajunsurilor.

Ca urmare a dezvoltării indusriei cleiurilor de înaltă rezistenţă s-au creat noi posibilităţi de îmbinare a lemnului cu metalul şi, în consecinţă, realizarea unor elemente şi construcţii încleiate armate cu caracteristici constructive şi tehnico-economice superioare.

Pentru realizarea elementelor armate se utilizează, de obicei, cleiurile pe bază de epoxid, iar forma secţiunii transversale nu diferă de secţiunile folosite în mod curent. Câteva tipuri caracteristice de secţiuni armate din lemn încleiat sau lemn şi placaj de construcţie sunt prezentate în fig. 5.29.



Pentru armarea secţiunilor se pot folosi bare de oţel obişnuit, având forma cţiunii transversale dreptunghiulară sau circulară. Studiile experimentale efectuate diferite tipuri de elemente armate au condus la concluzia că rezultate mai bune ceea ce priveşte aderenţa se obţin în cazul folosirii barelor cu profil dreptungiular. cazul în care suprafaţa barelor este prelucrată, capacitatea de aderenţă creşte cu 60% faţă de cazurile în care se folosesc barele cu suprafaţa plană (netedă). Pentru ealizarea elementelor pretensionate este indicat să se utilizeze bare din oţel cu ezistenţă ridicată (PC 52, 60).

Prin pretensionarea unui element de construcţie se urmăreşte obţinerea unei ări de eforturi interioare de semn opus celor care apar sub acţiunea încărcărilor xterioare (de exploatare).

Elementele construcţiilor de lemn cu eforturi iniţiale se realizează, în general, rin prevederea unui tirant din oţel obişnuit sau de calitate superioară, dispus astfel ncât în urma pretensionării să se poată crea o astfel de repartizare a eforturilor nterioare, pentru care consumul de materiale (lemn şi oţel) să fie minim. Câteva xemple de elemente (grinzi) cu eforturi iniţiale şi detaliile privind realizarea locajelor pentru tiranţi sunt prezentate în fig. 5.30.

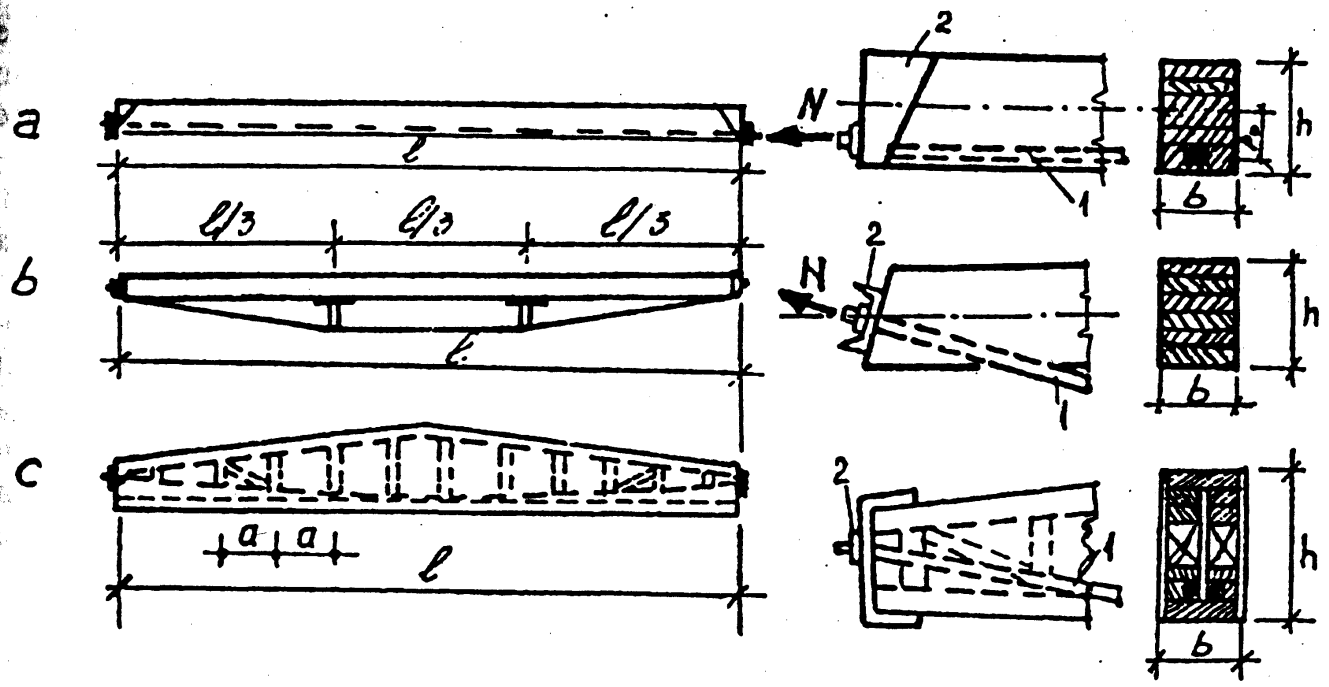


Fig. 5.30. Grinzi cu eforturi iniţiale:
1 – tiranţi din oţel; *2* – blocaje metalice.

Utilizarea elementelor pretensionate din lemn încleiat sau din placaj poate fi variată, şi anume: ca grinzi de planşeu (fig. 5.30, *a*); ca elemente de acoperiş care pot servi ca pane sau la realizarea arcelor cu trei articulaţii pentru acoperişurile cu deschideri relativ mari (fig. 5.30, *b*); ca grinzi principale la clădiri social-culturale (fig. 5.30, *c*). Elementul de bază (grinda propriu-zisă) din lemn încleiat se realizează în mod obişnuit, iar tiranţii din oţel obişnuit sau de calitate superioară în funcţie de mărimea deschiderii şi destinaţia construcţiei.

Starea iniţială de eforturi în elementul de bază (grinda) se realizează prin

capete până la obținerea efortului dorit, fie prin încălzirea tirantului până la o temperatură de $t = 80 ... 90°$ C, când în urma alungirii obținute prin dilatare termică, blocarea celor două capete se poate face fără dificultate, creându-se astfel, după răcire , un efort de pretensionare corespunzător.

Efortul de pretensionare în tirant N se stabilește ținând seama de pierderile de tensiune determinate atât de relaxarea oțelului, cât și de cedările blocajelor de fixare la capete a tiranților, strivirea locală a lemnului etc.

Efectul economic care se poate obține prin folosirea elementelor de construcție cu eforturi inițiale este determinat, pe de o parte prin folosirea unui tirant din oțel obișnuit sau cu calități superioare, prin aceasta reducând secțiunea necesară, iar pe de altă parte, printr-o alegere corespunzătoare a sistemului constructiv și printr-o dispunere judicioasă a tiranților.

În ceea ce privește posibilitatea de reglare a eforturilor interioare într-un element cu eforturi inițiale, rezultate dintre cele mai bune se obțin atunci când elementele de preîntindere sunt plasate în afara conturului acestora, iar economiile realizate în acest caz pot fi substanțiale.

În funcție de tipul elementului de construcție și de condițiile în care urmează să lucreze, realizarea eforturilor inițiale prin pretensionare se poate obține în atelier sau în timpul montajului.

Pretensionarea poate fi realizată o singură dată sau în mai multe trepte. Efecte pozitive în ceea ce privește utilizarea cât mai rațională a materialului se obțin prin folosirea pretensionării în mai multe trepte. Alegerea modului de pretensionare depinde de destinația construcției și de natura încărcărilor.

Metoda pretensionării poate fi folosită atât pentru realizarea construcțiilor noi, cât și în cazul consolidării construcțiilor vechi, în care caz se poate realiza mărirea capacității portante și a rigidității pe seama unui consum minim de materiale.

Când înălțimea generală a construcției nu este limitată, este indicat să se folosească sisteme constructive consolidate, la care elementele de preîntindere sunt amplasate în afara conturului grinzilor, realizându-se în acest caz eficiența maximă a pretensionării (fig. 5.30, *b*). Efecte tehnico-economice dintre cele mai bune se obțin pentru acele cazuri în care elementele de preîntindere au forma apropiată de cea a curbei de presiune. Un alt avantaj al sistemelor consolidate constă în aceea că ele permit folosirea rațională a celor două materiale componente (lemn și metal).

Pe de altă parte, pericolul de flambaj la aceste elemente poate fi considerabil redus prin măsuri constructive ușor de realizat, folosindu-se în acest scop contravântuiri speciale sau chiar elementele constructive, care intră în alcătuirea sistemului constructiv general.

Sistemele consolidate se bucură și de avantajul unei execuții simple și cu mari posibilități de industrializare și tipizare, factori importanți pentru realizarea unor indici tehnico-economici corespunzători.

Importanța practică mare pe care o prezintă sistemele constructive consolidate pentru construcțiile de lemn mai poate fi evidențiată și prin aceea că pe baza acestora pot fi concepute și realizate, fără complicații constructive, un număr suficient de mare de structuri cu eforturi inițiale.

Principii generale de calcul. Calculul elementelor de construcții armate sau pretensionate (cu eforturi inițiale) se face în conformitate cu prevederile mecanicii

Caracteristicile generale de calcul, necesare pentru proiectarea elementelor de construcţii armate sau cu eforturi iniţiale, se stabilesc în funcţie de metoda de calcul adoptată, atât pentru materialele din care sunt executate elementele de preîntindere (tiranţi), cât şi pentru cele din care este executat elementul de bază (grinda).

Calculul elementelor de construcţii cu eforturi iniţiale trebuie să fie astfel făcut încât să asigure cerinţele de rezistenţă, stabilitate şi deformaţie pentru fiecare element în parte, ca şi a construcţiei în ansamblu, atât în faza pretensionării, cât şi în cea de exploatare.

În cazul grinzilor cu eforturi iniţiale cu o singură deschidere, simplu rezemate, calculul pentru sarcini exterioare se face ca pentru un sistem static nedeterminat, deoarece prin introducerea tirantului de pretensionare, grinda static determinată se transformă într-o grindă static nedeterminată. Acţiunea efortului rezultat din preîntinderea tirantului asupra grinzii se înlocuieşte cu acţiunea unui sistem echivalent al forţelor exterioare, aplicată în locurile de fixare şi de îndoire a tirantului respectiv.

Mărimea efortului de preîntindere din tirant N se stabileşte ţinând seama de pierderile de tensiune ca urmare a relaxării materialului elemntelor de preîntindere, precum şi de cedările reazemelor de fixare a acestora, în urma deformaţiilor locale ale dispozitivelor de fixare, cât şi a lemnului prin strivire etc., folosind:

$$N = N_c + \Delta N, \tag{5.32}$$

în care: N_c este efortul axial de preîntindere de calcul;

ΔN – efortul suplimentar necesar pentru compensarea pierderilor de tensiune provocate de relaxarea armăturii elementelor de preîntindere, deformaţiile locale ale lemnului şi ale dispozitivului de fixare, deformaţiile elastice şi din contracţia liniară, frecare etc.

În cazul în care dispozitivele de rezemare şi de fixare a elementelor de preîntindere sunt suficient de rigide, iar materialele lucrează în domeniul elastic, valoarea ΔN poate atinge 20 – 25% din valoarea efortului de calcul N_c.

Dacă pentru realizarea pretensionării sunt folosite mai multe elemente de preîntindere, iar preîntinderea lor nu poate fi realizată concomitent ci în mod consecutiv, într-o anumită ordine, pentru ca în fiecare cablu să poată fi asigurat efortul de calcul, va trebui ca în timpul montajului fiecare dintre acestea să fie întinse cu eforturi diferite (N_1, N_2, N_3...), ţinând seama de pierderile de tensiune ΔN care apar ca urmare a unei întinderi consecutive.

În cazul general, având i tiranţi întinşi consecutiv, mărimea efortului de montaj pentru fiecare dintre tiranţi este:

$$N_{i=N_{i+1}}\left(1+\frac{1}{i+\beta}\right)\beta=\frac{EA}{E_a A_a}, \tag{5.33}$$

unde: E; A; E_a; A_a reprezintă secţiunea brută şi modulul de elasticitate ale ele-

Determinarea eforturilor în elementele de pretensionare provenite din acțiunea încărcărilor exterioare, respectiv în elementul de construcție precomprimat, se face prin metodele cunoscute din statica construcțiilor, luând ca necunoscute eforturile din elementele de pretensionare și ținând seama de particularitățile constructive ale elemntului precomprimat.

În cazul elementelor de construcție solicitate la încovoiere, mărimea efortului din tirant N_p rezultat ca urmare a acțiunii provenite din sarcini exterioare, în situația când acesta este realizat dintr-o singură bară, se determină astfel:

$$N_p = \frac{\int \frac{M_1 M_p}{EI_{br}} dx}{\int \frac{M_1^2}{EI_{br}} dx + \frac{l_a}{E_a A_a} + \frac{l_a}{EA_{br}}}, \qquad (5.34)$$

unde: M_1; M_p reprezintă momentul încovoietor în sistemul de bază, dat de un efort din tirant egal cu unitatea, respectiv din sarcina exterioară;

E; I_{br}; A_{br} – modulul de elasticitate, momentul de inerție și aria brută a grinzii;

E_a; A_a; l_a – modulul de elasticitate, aria, respectiv lungimea tirantului.

În cazul elementelor de construcție cu zăbrele, valoarea efortului din tirant N_p se determină astfel:

$$N_p = \frac{\sum \frac{\bar{N}_i}{E} \frac{N_i}{A_i} l_i}{\sum \frac{\bar{N}_i^2}{EA_i} l_i + \frac{l_a}{E_a A_a}}, \qquad (5.35)$$

unde: $\bar{N}_i$; N_i reprezintă eforturile în barele sistemului de bază pentru un efort din tirant egal cu unitatea, respectiv din sarcina exterioară;

E; A_i – modulul de elasticitate și aria barei;

E_a; A_a – modulul de elasticitate și aria tirantului;

l_i; l_a – lungimea barei, respectiv a tirantului.

Proiectarea și verificarea comportării generale a grinzilor pretensionate. Având în vedere avantajele pe care le prezintă grinzile cu eforturi inițiale, în cadrul catedrei de Construcții civile de la Facultatea de Construcții din Cluj-Napoca au fost efectuate numeroase studii teoretice și experimentale de laborator, privind proiectarea și comportarea acestora sub acțiunea încărcărilor de scurtă și lungă durată.

În prima parte a studiilor s-a urmărit stabilirea relațiilor de calcul privind proiectarea și dimensionarea elementelor de construcție din lemn cu eforturi inițiale, iar în

Stabilirea relațiilor de calcul privind proiectarea și dimensionarea sistemelor constructive din lemn încleiat cu eforturi inițiale s-a făcut pentru o grindă de tip macaz având formă triunghiulară simetrică (fig. 5.31).

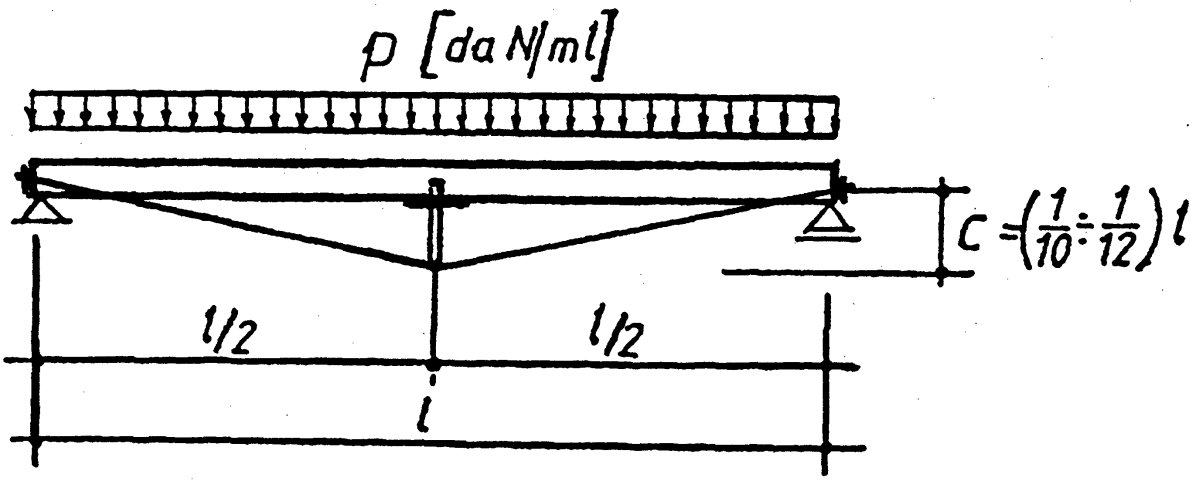


Fig. 5.31. Grindă de tip macaz de formă triunghiulară simetrică.

Din punct de vedere static, grinzile sistem macaz cu talpă superioară continuă în noduri sunt nedeterminate. Influența continuității tălpii superioare asupra eforturilor din barele sistemului s-a stabilit în ipoteza comportării în stadiul elastic al acestora, fără a lua în considerație cedarea legăturilor din noduri.

Relațiile pentru determinarea eforturilor în barele sistemului s-au obținut prin metoda forțelor, luând ca sistem de bază grinda la care acțiunea tirantului, care formează talpa inferioară, este înlocuită cu acțiunea unui sistem echivalent de forțe exterioare.

În cazul studiat, mărimea efortului în tirant provenit din încărcarea exterioară uniform distribuită pe toată deschiderea se poate determina folosind următoarele relații:

– pentru cazurile de aplicare centrică a forțelor axiale în noduri:

$$N_p = \frac{5}{32} \cdot \frac{pl^2}{c \cos\alpha}; \tag{5.36}$$

– pentru cazurile în care forțele axiale sunt aplicate excentric în noduri:

$$N_p = \frac{5}{32} \cdot \frac{pl^2}{c \cos\alpha} \cdot \frac{1 + \frac{8}{5} \cdot \frac{e}{c}}{1 + \frac{3e}{c} + 3\left(\frac{e}{c}\right)^2}, \tag{5.37}$$

în care: p este sarcina uniform distribuită, în daN/m;
l – deschiderea grinzii, în m;
c – distanța dintre centrele de greutate ale celor două tălpi la mijlocul deschiderii, în m;
e – excentricitatea cu care sunt aplicate forțele axiale în noduri;
α – unghiul pe care îl face talpa inferioară (tirantul) cu talpa superioară.

Termenul al doilea din expresia (5.37) este în general subunitar şi depinde de raportul e/c, reducând valoarea efortului axial din tirant provenit din încărcări exterioare.

Din studiile teoretice şi experimentale efectuate, s-a constatat că pentru raportul e/c cuprins între 0 şi 0,1 (realizabil în practică), se poate obţine o reducere de 10% a forţei axiale şi a momentelor încovoietoare.

Pentru determinarea mărimii efortului iniţial de pretensionare a tălpii superioare, s-a pornit de la condiţia ca cele două momente (pozitiv şi negativ) provenite din acţiunea simultană a încărcărilor, în valoare absolută, să fie egale.

Pornind de la condiţia impusă, valoarea efortului iniţial de pretensionare N_0, se poate determina astfel:

– pentru cazurile de aplicare centrică a forţelor axiale:

$$N_0 = \frac{5}{64} \cdot \frac{pl^2}{c \cos\alpha}; \tag{5.38}$$

– pentru cazurile de aplicare excentrică a forţelor axiale:

$$N_0 = \frac{3}{32} \cdot \frac{pl^2}{c \cos\alpha} \eta;$$

$$\eta = 1 - \frac{5}{2} \frac{e}{c} k; \quad k = \frac{1 + \frac{8}{5} \frac{e}{c}}{1 + 3\frac{e}{c} + 3\left(\frac{e}{c}\right)^2}. \tag{5.39}$$

Valoarea maximă a lui N_0 este determinată din condiţia de stabilitate a tălpii superioare, în faza precomprimării, şi din condiţia de rezistenţă a tirantului, în faza de exploatare, rezultând:

– din prima condiţie:

$$N_0 / \varphi A_{br} + N_0 c / W_{br} \le \sigma_{ac}(R_c); \tag{5.40}$$

– din condiţia de rezistenţă a tirantului în stadiul de exploatare:

$$\left(N_p + N_0\right) \le \sigma_{at}(R_a) A_{t,net}, \tag{5.41}$$

unde: W_{br}; A_{br} reprezintă modulul de rezistenţă şi secţiunea brută a grinzii;

$A_{t,\,net}$ – secţiunea netă a tirantului;

σ_{ac}; σ_{at}; R_c; R_a – rezistenţa admisibilă de calcul la compresiune a lemnului, respectiv la întindere a oţelului;

φ – coeficientul de flambaj pentru porţiunea grinzii fără rigidizări, determinat pentru λ_{max}.

Proiectarea elementelor de construcţie din lemn cu eforturi iniţiale este strâns

ţinerea în timp a acestuia. În general, realizarea şi controlul obţinerii efortului iniţial de pretensionare nu prezintă dificultăţi prea mari, în schimb determinarea pierderilor de tensiune este mult mai dificilă.

Factorii care contribuie într-o măsură mai mare la producerea pierderilor de tensiune sunt: relaxarea materialului din care este realizat tirantul de pretensionare; cedarea reazemelor de ancorare a tiranţilor; deformaţiile provenite din strivirea locală a lemnului în dreptul dispozitivelor de ancorare; deformaţiile provenite din scurtarea elastică şi din contracţia liniară a lemnului etc.

Pierderile de tensiune se pot lua în consideraţie în calcul prin stabilirea unui efort de control N, plecând de la mărimea efortului iniţial de calcul N_0 căruia i se adaugă sporurile pentru compensarea pierderilor, atât în faza de pretensionare, cât şi în cea de exploatare.

În acest caz, mărimea efortului iniţial de control rezultă:

$$N = N_o / k_r + \sum \Delta N, \tag{5.42}$$

unde: N_0 este efortul de calcul al tirantului de pretensionare;
k_r – coeficientul de relaxare, care pentru tiranţi din oţel obişnuit se poate lua egal cu 0,95;
$\Sigma\Delta N$ – mărimea pierderilor de tensiune în urma cedării reazemelor de ancorare a tiranţilor şi a deformaţiilor care apar în urma strivirii locale a lemnului, scurtării elastice şi curgerii lente.

Analizând natura fiecărui parametru care intră în componenţa termenului al doilea din expresia (5.42), în condiţiile unei execuţii corecte şi ale unei exploatări normale, admiţând în acelaşi timp ipoteza că elementele sistemului lucrează în stadiul elastic, s-a obţinut pentru $\Sigma\Delta N$ o valoare de $\approx 15\%$ din valoarea efortului iniţial N_0.

O atenţie mare trebuie acordată realizării dispozitivelor de ancorare a tiranţilor de pretensionare, care trebuie să fie suficient de rigide, micşorând producerea deformaţiilor locale, respectiv pierderile de tensiune.

Dimensionarea dispozitivelor se face respectând condiţia:

$$N_s / A_s \le \sigma_{s,a}(R_s), \tag{5.43}$$

în care: N_s este efortul de strivire provenit din acţiunea dată de efortul iniţial de pretensionare şi cel din încărcări exterioare;
A_s – aria suprafeţei de rezemare a ancorajului pe elementul de bază.

Stabilirea dimensiunilor secţiunii transversale a tălpii superioare se face pentru situaţia cea mai defavorabilă, având în vedere că aceasta lucrează la compresiune cu încovoiere:

$$\frac{N}{A_{br}} + \frac{M}{W_{br}} \frac{\sigma_{ac}(R_c)}{\sigma_{ai}(R_i)} \le \sigma_{ac}(R_c) \tag{5.44}$$

unde: N este efortul axial total de compresiune $N = N_p + N_0$;
M – momentul încovoietor de calcul care ţine seama de acţiunea

Pentru verificarea comportării s-au experimentat mai multe grinzi de tip macaz, cu și fără eforturi inițiale, urmărindu-se în mod expres influența următorilor factori: mărimea și durata solicitării; modul de realizare și control al efortului inițial de pretensionare; natura pierderilor de tensiune; influența mărimii efortului inițial asupra comportării grinzilor, în general.

Încercarea grinzilor s-a făcut pe stand de încercat special amenajat (fig. 5.32).

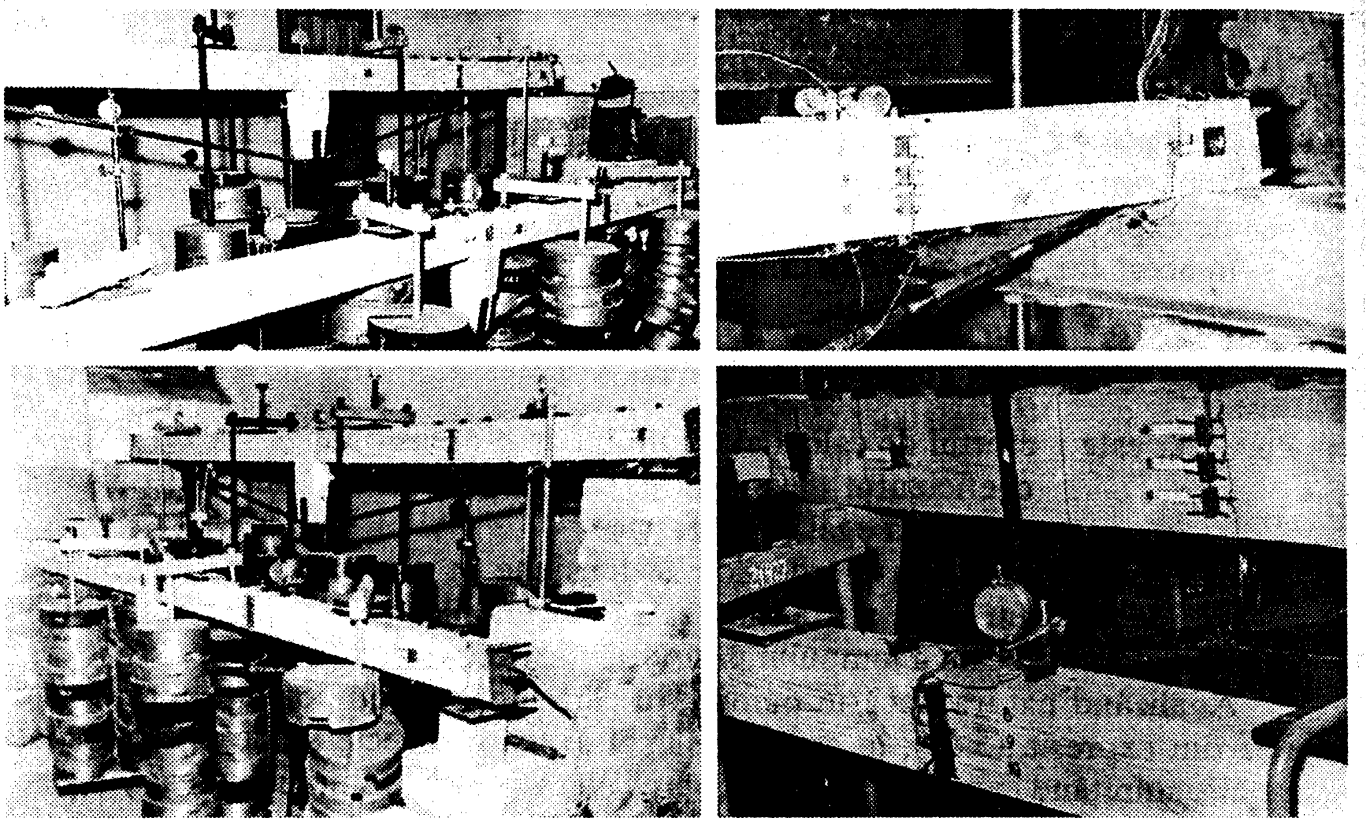


Fig. 5.32. Modul de încercare a grinzilor de tip macaz cu eforturi inițiale.

Starea deformațiilor, respectiv a eforturilor unitare în diferitele secțiuni ale tălpii superioare (grinda propriu-zisă) pentru grinzile experimentale, a fost urmărită cu traductoare electrice rezistive. Urmărirea modului de realizare a efortului inițial de pretensionare, precum și a celui provenit din încărcări exterioare în tirant, s-a făcut cu traductoare electrice și cu un dispozitiv special pentru măsurarea deformațiilor specifice dotat cu un ceas comparator cu o precizie de 0,001 mm.

Variația umidității și a temperaturii mediului în care au fost efectuate încercările s-a urmărit cu un higrograf și cu un termograf.

Realizarea uniformă a efortului de pretensionare pe toată lungimea tirantului poate fi asigurată printr-o strângere simultană și concordantă a piulițelor de la cele două extremități, respectiv a manșoanelor de strângere. Atenție sporită trebuie acordată controlului privind realizarea efortului inițial pe diferite zone ale tirantului, mai ales dacă acesta are un contur frânt.

Din experiențele efectuate s-a constatat că realizarea și menținerea în timp a efortului de pretensionare depinde în mare măsură de mărimea și durata solicitărilor, precum și de modul de execuție a reazemelor de ancorare. Pierderile de tensiune, în

Urmărind variaţia în timp a pierderilor de tensiune (fig. 5.33), rezultă că în momentul încărcării reprezintă 45–60%. În general, pierderile de tensiune descresc mult în timp, astfel încât după ≈ 30 de zile de la încărcare acestea nu mai evoluează, în cazul când încărcarea nu depăşeşte limita de calcul.

Din măsurătorile făcute a rezultat că mărimea pierderilor de tensiune nu depăşeşte 15% din valoarea efortului de calcul, chiar şi pentru o încărcare de durată.

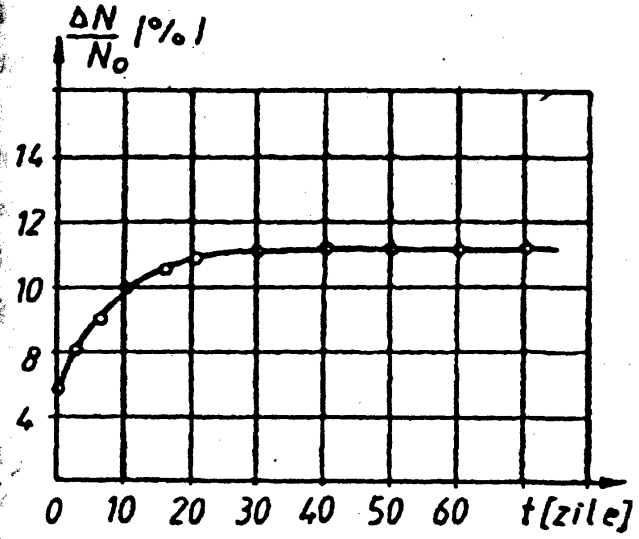


Fig. 5.33. Variaţia pierderilor de tensiune în tirantul de pretensionare în raport cu timpul.

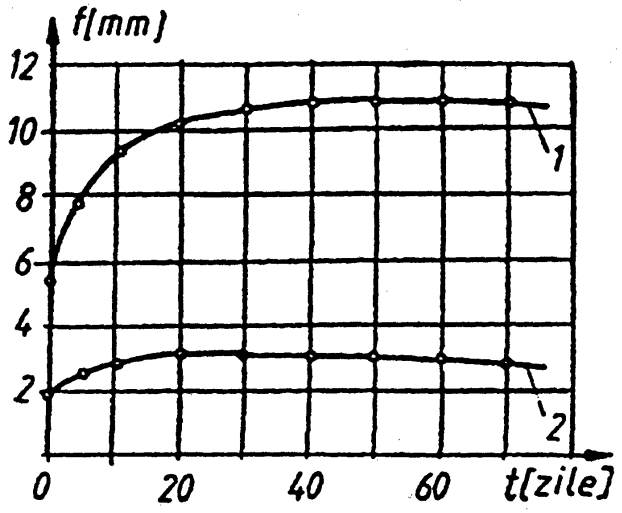
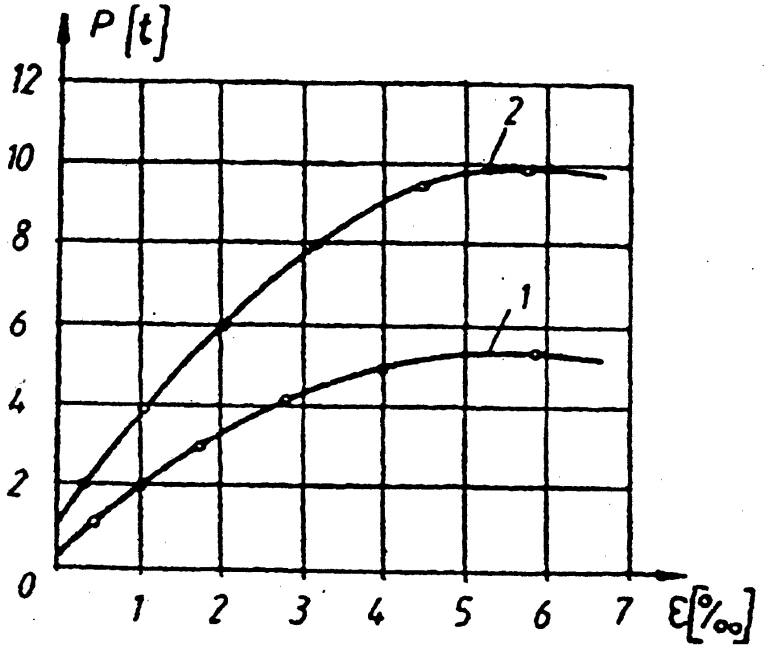


Fig. 5.34. Variaţia săgeţii grinzilor la acţiunea de durată a încărcărilor:
1 – grindă fără efort iniţial; *2* – grindă cu efort iniţial de calcul.

În cazul unei execuţii corecte şi îngrijite a dispozitivelor de ancorare şi a suprafeţelor de reazeme ale acestora, mărimea pierderilor de tensiune poate fi redusă substanţial, prin reducerea deformaţiilor iniţiale. O atenţie sporită trebuie acordată şi detaliilor privind realizarea montanţilor prin care să se evite strivirea normală pe fibre a tălpii superioare în dreptul acestora.

În ceea ce priveşte comportarea grinzilor la acţiunea de durată a încărcărilor, s-a constatat că aceasta depinde, în general, de mărimea efortului iniţial de pretensionare (fig. 5.34). Influenţa mărimii încărcărilor asupra modului de comportare a grinzilor consolidate depinde de asemenea de mărimea efortului iniţial de pretensionare.

Starea deformaţiilor specifice, respectiv a eforturilor unitare normale în diferitele secţiuni ale



Măsurătorile efectuate cu ajutorul tensometriei electrice, pentru toate grinzile încercate, au arătat că în toate cazurile, independent de mărimea efortului inițial de pretensionare realizat, apare fenomenul de redistribuire a eforturilor unitare de-a lungul tălpii superioare. Acest lucru se explică prin faptul că în timpul procesului de încărcare, talpa superioară, în dreptul montantului, ca și sistemul în ansamblul lui, suferă o săgeată în urma deformării barelor și cedării nodurilor, ceea ce duce la reducerea momentului încovoietor negativ în dreptul montantului și la o creștere a momentelor pozitive din panourile alăturate. Eforturile axiale din barele sistemului se reduc de asemenea.

Din măsurătorile făcute pe grinzile supuse unei acțiuni de durată a încărcărilor de calcul, se constată că variația în timp a eforturilor unitare, în diferitele secțiuni ale tălpii superioare, este mai evidentă în prima perioadă de solicitare (15–20 zile), după care aceasta, în mod practic, nu mai apare decât ca urmare a variației de umiditate și temperatură.

În urma studiilor efectuate au rezultat următoarele concluzii:

- efectul pretensionării asupra comportării generale a grinzilor consolidate din lemn este favorabil atât în cazul încărcărilor de scurtă durată, cât și, mai ales, al celor de lungă durată, iar capacitatea portantă, cât și rigiditatea acestora, cresc apreciabil;
- pierderile de tensiune înregistrate în cazul solicitărilor de durată nu depășesc 15% din mărimea efortului inițial de pretensionare, ceea ce înseamnă că extinderea acestui principiu și în domeniul construcțiilor de lemn la anumite sisteme constructive, este practic realizabilă și eficientă;
- utilizarea sistemelor consolidate din lemn cu eforturi inițiale prezintă o importanță practică, mai ales la realizarea acoperișurilor cu deschideri mai mari, asigurându-se prin aceasta folosirea cât mai rațională și valorificarea superioară a celor două materialele de bază (lemn și metal).

5.2. GRINZI CU ZĂBRELE

5.2.1. DATE GENERALE

Grinzi cu zăbrele sau ferme sunt considerate, în general, sistemele compuse din bare articulate în noduri, acționate în planul lor de un sistem de forțe concentrate aplicate în noduri. În baza ipotezelor admise, barele sistemului lucrează, în principal, la eforturi axiale de întindere sau compresiune.

Capacitatea portantă a unui sistem cu zăbrele depinde de capacitatea portantă a fiecărei bare în parte și în special a celor mai puternic solicitate. În consecință, la realizarea sistemelor cu zăbrele, o atenție deosebită trebuie acordată sortării materialului lemnos, mai ales pentru executarea barelor puternic întinse și a îmbinărilor

După forma lor constructivă, grinzile cu zăbrele (fermele) se pot clasifica în: triunghiulare; cu tălpi paralele; trapezoidale; poligonale; în formă de segment de cerc (fig. 5.36).

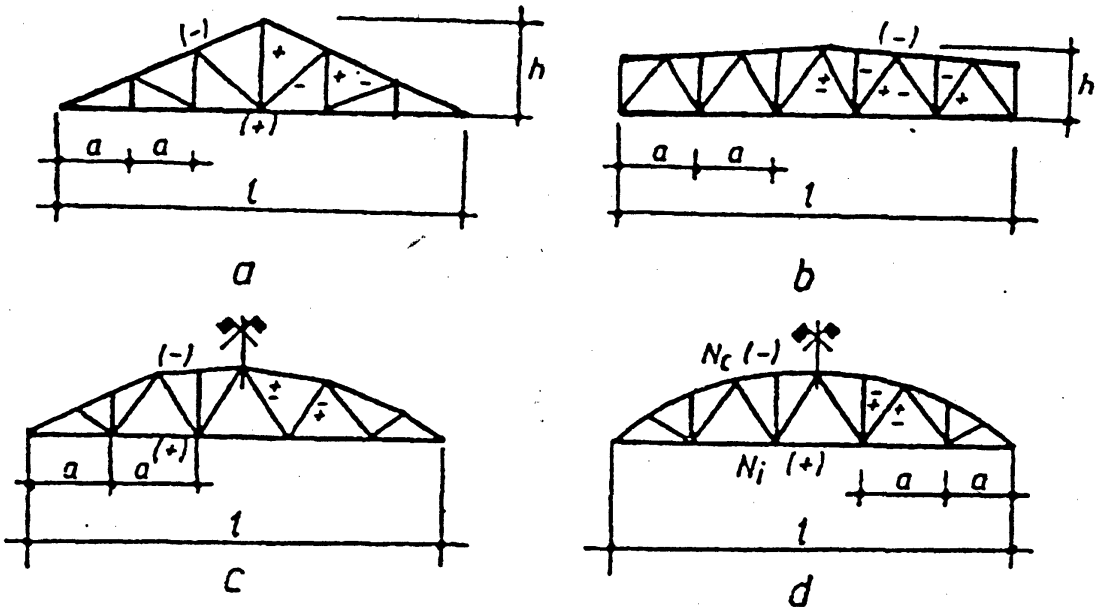


Fig. 5.36. Schemele de bază pentru grinzile cu zăbrele folosite în construcţiile de lemn.

După modul de alcătuire şi principiile constructive care stau la baza realizării lor, fermele se clasifică în: ferme din scânduri (bătute în cuie sau îmbinate cu şuruburi şi pene inelare); ferme dulgherești (de obicei din lemn rotund sau cioplit); ferme inginerești (moderne) din lemn sau din lemn şi metal încleiat.

Alegerea tipului de fermă depinde în mare măsură de condiţiile şi posibilităţile de execuţie, destinaţia şi importanţa construcţiei. În general, sunt mai indicate acele tipuri (sisteme) care se pretează la o execuţie mecanizată, cu un grad ridicat de prefabricare şi tipizare.

Comportarea statică a unui sistem cu zăbrele (fermă) depinde în mare măsură de forma schemei constructive, care influenţează modul de distribuţie a eforturilor în elementele construcţiei. Corespunzătoare din punct de vedere static, sunt grinzile cu zăbrele la care forma tălpii superioare coincide, sau se apropie mult, de curba de presiune.

În cazul unei încărcări uniform distribuite, forma schemei care se apropie cel mai mult de curba de presiune este aceea a unui segment de cerc sau ferma poligonală înscrisă în segment de cerc.

La fermele în segment de cerc sau la fermele poligonale înscrise în segment de cerc (fig. 5.36), distribuţia efoturilor la barele sistemului are un caracter aproape uniform. Eforturile din tălpi, în diferite panouri ale sistemului, diferă foarte puţin ca mărime, ceea ce face ca eforturile în zăbrele să fie relativ mici, chiar şi în cazul unei încărcări asimetrice. Toate acestea sporesc eficienţa sistemului în ansamblu şi, în acelaşi timp, simplifică mult execuţia lor.

O distribuţie necorespunzătoare a eforturilor în barele sistemului se înregistrează în cazul fermelor la care forma conturului diferă mai mult sau mai puţin de

La fermele triunghiulare, de exemplu (fig. 5.36, *a*), eforturile în tălpi scad foarte mult de la reazem spre mijlocul deschiderii, iar în zăbrele (diagonale, montanți) cresc de la reazem spre centru. În acest caz, diagonalele ascendente sunt solicitate la întindere, iar cele descendente la compresiune.

La fermele cu tălpi paralele (fig. 5.36, *b*), eforturile în barele tălpilor cresc mult de la reazem spre mijlocul deschiderii, iar eforturile în zăbrele descresc de la reazem spre mijlocul deschiderii. Diagonalele ascendente, pentru o încărcare simetrică întotdeauna sunt comprimate, iar diagonalele descendente sunt întinse. La acest tip de ferme, în panourile centrale eforturile în diagonale schimbă semnul, în cazul schimbării de la o jumătate la alta a fermei, complicându-se execuția lor.

Fermele trapezoidale (fig. 5.36, *c*) au distribuția eforturilor situată între fermele triunghiulare și fermele cu tălpi paralele.

Înălțimea grinzilor cu zăbrele *h*, adică distanța dintre axele tălpilor la mijlocul deschiderii, se stabilește din condiția de rigiditate, care se recomandă să aibă următoarele rapoarte:

$h \geq l/5$, pentru ferme triunghiulare (bătute în cuie sau dulgherești);

$h \geq l/6$, pentru ferme segment, bătute în cuie, poligonale, cu tălpi paralele și pentru ferme triunghiulare din lemn și metal;

$h \geq l/7$, pentru ferme mixte (lemn și metal), cu talpa superioară curbă sau din elemente încleiate.

Respectând condițiile de rigiditate recomandate, fermele se calculează în ipoteza nodurilor articulate.

În cazul fermelor, la care sunt respectate rapoartele recomandate, verificarea săgeții nu este necesară, în schimb la fermele cu o înălțime mai mică decât cea recomandată, săgeata se calculează luând în considerație și deformarea (cedarea) elementelor de îmbinare.

Grinzile cu zăbrele de lemn se realizează, de regulă, cu o contrasăgeată $f_c \geq l/200$. Această regulă nu se aplică fermelor inginerești realizate din lemn și metal.

Împărțirea fermei în panouri se face, în general, prin împărțirea tălpii inferioare în intervale egale între ele, cu excepția fermelor segment bătute în cuie, unde panourile de la reazeme se recomandă să fie mai mici, ≈ 0,65 din mărimea panoului curent. Sunt cazuri însă, când din motive legate de industrializarea execuției se împarte talpa superioară în panouri egale. Lungimea panourilor tălpilor comprimate se ia în mod curent între 1,5 și 3 m, iar în cazul când acestea sunt executate din elemente încleiate sau din grinzi drepte cu secțiune compusă, până la 4–6 m.

La realizarea grinzilor cu zăbrele se recomandă ca prinderea barelor în noduri să fie centrică. Prinderea necentrată (excentrică) a zăbrelelor de tălpi se admite numai în cazul fermelor la care zăbrelele sunt slab solicitate (ferme segment).

Încărcarea provenită din greutatea proprie a fermelor pntru simplificarea calculelor se consideră aplicată în întregime în nodurile tălpii superioare. În cazul fermelor la care în afară de încărcări provenite din acoperiș mai apar și alte încărcări (tavan suspendat etc.) aplicate la partea inferioară a fermei, jumătate din greutatea proprie se repartizează nodurilor tălpii inferioare.

Greutatea proprie a unei grinzi cu zăbrele de lemn se determină cu ajutorul relației (5.1).

Verificarea tălpii superioare la stabilitatea în plan normal pe planul fermei se face pentru lungimea l_f egală cu distanţa dintre contravântuiri (pane). În cazul în care panele se aşază la distanţe mici, verificarea stabilităţii în afara planului fermei nu este obligatorie.

În afară de calculul de bază al fermelor, pentru solicitările provenite din încărcări permanente şi accidentale se impune şi o verificare la solicitările care apar în afara planului fermei în timpul montajului, ţinând seama de modul de prindere şi coeficienţii de impact > 1,5.

Deoarece la realizarea construcţiilor de acoperişuri se utilizează, de regulă, în afara fermelor (care alcătuiesc scheletul principal al structurii de rezistenţă) şi o serie de elemente secundare ale şarpantei, cum sunt: pane, căpriori, astereală sau şipci (care împreună formează un sistem spaţial stabil), ale căror dimensiuni se stabilesc de asemenea prin calcul, în continuare se vor face câteva referiri cu privire la acesta.

Astereala (podinile), şipcile, panele şi alte elemente secundare ale acoperişurilor solicitate la încovoiere se calculează din condiţia de rezistenţă şi din condiţia de rigiditate (deformaţie).

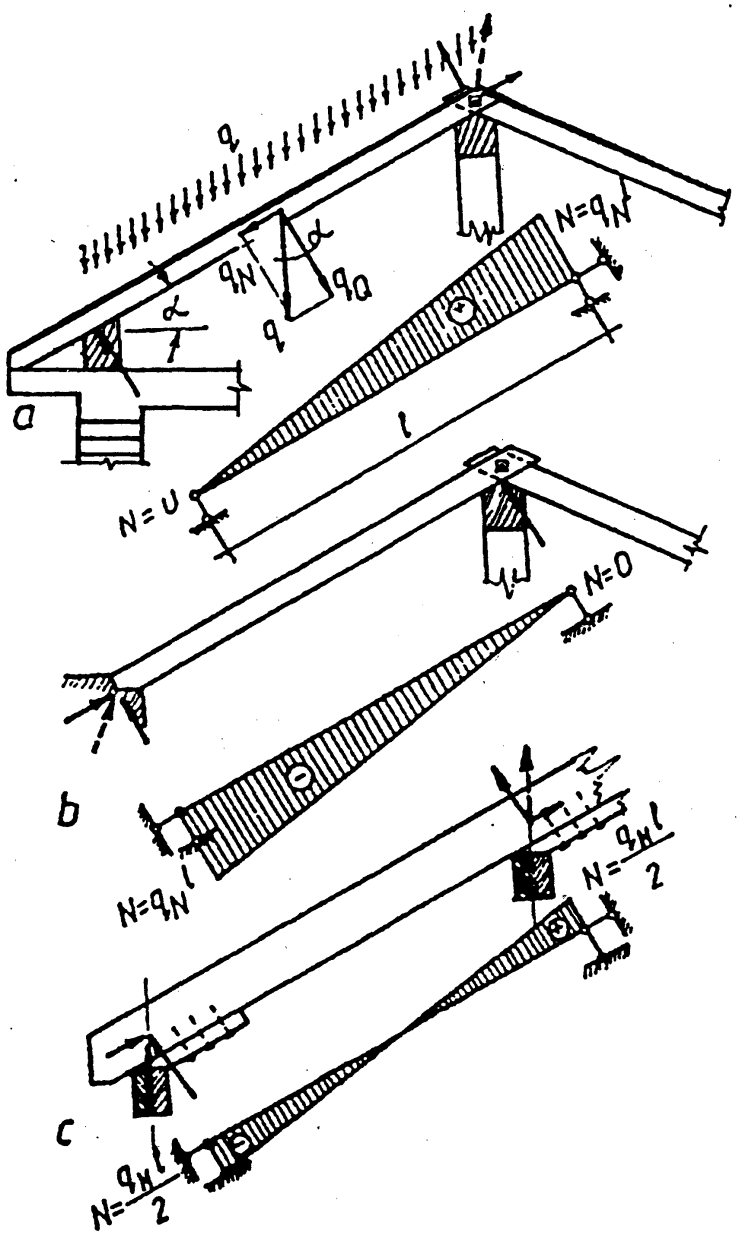
Calculul elementelor şarpantei (astereală. căpriori şi pane) se face luând în consideraţie următoarele ipoteze de încărcare: greutatea permanentă şi încărcarea cu zăpadă; greutatea permanentă, presiunea vântului şi jumătate din încărcarea cu zăpadă; greutatea permanentă şi o forţă concentrată de 80 daN.

În cazul în care distanţa dintre axele scândurilor care alcătuiesc astereala este < 15cm, se consideră că forţa concentrată se distribuie la două scânduri, iar dacă distanţa este > 15 cm, forţa concentrată se distribuie la o singură scândură.

Pentru podinile de circulaţie şi protecţie formate din două rânduri de scânduri înclinate (unul de uzură şi unul de rezistenţă) sau în cazul unei podini într-un strat, care este solidarizat cu chingi transversale, se consideră că forţa concentrată se distribuie pe lăţimea de 0,5 m .

În mod asemănător se face calculul şipcilor, cu deosebire că acestea lucrează de regulă la încovoiere oblică.

Căpriorii, din cauza dispunerii lor sub un unghi α faţă de



încovoietoare din încărcarea transversală ($g \cos \alpha$) sunt solicitate şi la un efort axial produs de componentele tangenţiale ($g \sin \alpha$), a cărui natură (semnul) depinde de modul de prindere (fixare) în punctele de rezemare (fig. 5.37). Când căpriorul este articulat la partea superioară (fixat de pana de coamă) şi reazemă liber pe pana de streaşină, efortul axial $N = (g \sin \alpha)l$ este de întindere (fig. 5.37, *a*), iar când reazemă liber la partea superioară şi este articulat la parta lui inferioară, efortul axial este de compresiune (fig. 5.37, *b*). În cazul în care căpriorul este articulat atât la partea superioară cât şi la partea inferioară (fig. 5.37, *c*), efortul axial este de întindere în porţiunea de sus şi de compresiune în porţiunea de jos.

În mod practic, calculul căpriorilor se face neglijând aportul efortului axial, întrucât eforturile unitare normale suplimentare provocate de acesta sunt în general mici.

Panele acoperişurilor (şarpantei) se calculează, de regulă, la încovoiere oblică, iar calculul constă în verificarea efortului unitar normal total şi în verificarea săgeţii totale. Realizarea panelor de acoperiş este indicat să se facă sub formă de grinzi continue, executate din doi dulapi sau scânduri pe muchie sau din grinzi cu console şi articulaţii.

5.2.2. FERME DIN SCÂNDURI

Ferme din scânduri îmbinate cu cuie. După forma lor, fermele din scânduri sau dulapi îmbinate cu cuie pot fi triunghiulare cu tălpi înclinate, sau în formă de sergent de cerc. Cele mai des întâlnite în practică sunt fermele triunghiulare (fig. 5.38) şi se folosesc, de regulă, în construcţii cu caracter provizoriu, având deschideri relativ mici (6–9 m).

Fermele din scânduri bătute în cuie fac parte din categoria construcţiilor executate pe şantier şi se caracterizează, în general printr-un consum de manoperă ridicat, mai ales în cazul fermelor segment de cerc. Un alt neajuns al fermelor bătute în cuie constă în faptul că executarea lor reclamă un material de calitate superioară, mai ales pentru realizarea tălpilor inferioare puternic întinse.

Din motivele arătate, fermele din scânduri bătute în cuie nu sunt recomandate decât pentru construcţii de importanţă mai redusă.

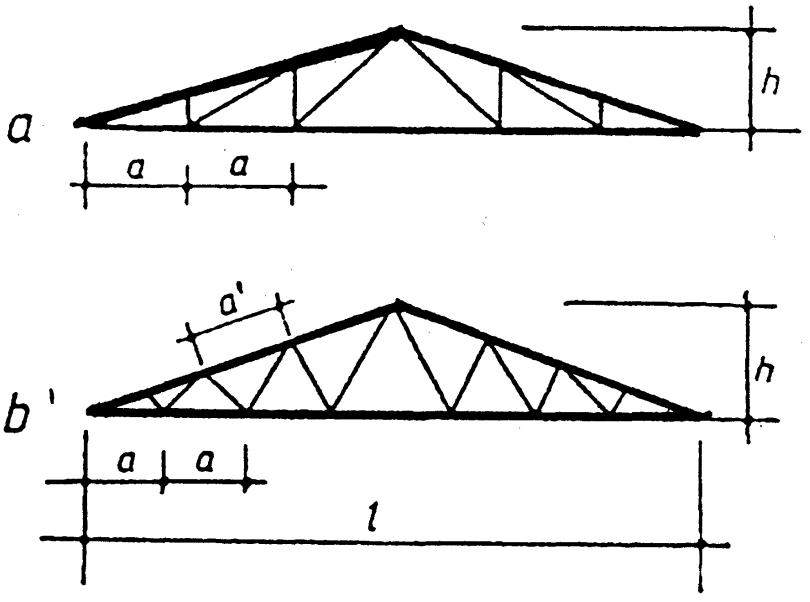


Fig. 5.38. Schemele mai des utilizate pentru ferme din scânduri (dulapi) îmbinate cu cuie.

Fermele triunghiulare se realizează, de regulă, cu diagonale ascendente solicitate la întindere şi montanţi verticali solicitaţi la compresiune (fig. 5.38, *a*), sau cu zăbrele înclinate (fig. 5.38, *b*).

Talpa superioară şi inferioară, pentru uşurinţa execuţiei, se realizează din

Prinderea zăbrelelor de tălpi se face cu cuie, a căror lungime se stabilește ținând seama de grosimea pachetului și de numărul de rosturi (0,2 cm fiecare).

Nodul de la reazem se poate realiza în cuie, cu ajutorul unei fururi așezate între elementele celor două tălpi, sau cu buloane și dornuri de oțel, în cazul când acesta se execută prin chertare laterală (fig. 5.39).

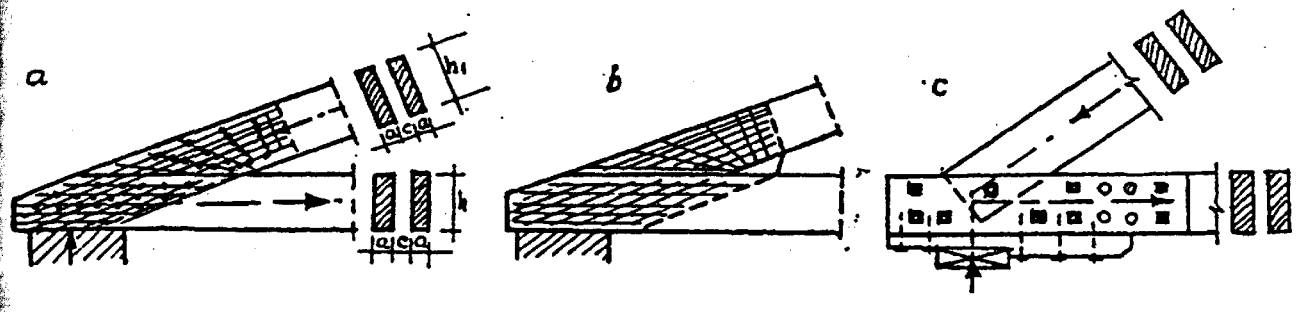


Fig. 5.39. Moduri de rezolvare a nodului de la reazem.

Numărul de cuie sau buloane (șuruburi) se determină pentru situația cea mai defavorabilă de încercare (zăpadă pe jumătate sau pe toată deschiderea). Așezarea cuielor (buloanelor) în îmbinare trebuie făcută cu respectarea distanțelor minime impuse. În fig. 5.40 se prezintă construcția unei ferme triunghiulare din scânduri bătute în cuie, cu detaliile constructive caracteristice.

Verificarea tălpilor și a zăbrelelor se face din condiția de rezistență și stabilitate, ținând seama de natura și mărimea efortului (compresiune sau întindere) determinat pentru ipotezele cele mai defavorabile de încărcare.

Ferme din scânduri îmbinate cu pene metalice. Fermele îmbinate cu pene metalice sunt elemente de construcții cu zăbrele, la care îmbinarea elementelor (tălpi, diagonale și montanți), în noduri, se realizează cu ajutorul penelor inelare netede, cu dinți, sau cu gheare din oțel. Ele fac parte din categoria construcțiilor prefabricate executate în ateliere specializate sau în fabrică și se folosesc, de obicei, în cazul unor încărcări și deschideri relativ mari (15–20 m).

După forma lor constructivă, fermele cu pene pot fi: triunghiulare sau trapezoidale (fig. 5.41).

Fermele cu pene metalice se alcătuiesc, de regulă, din dulapi. Tălpile fermelor se realizează din doi sau trei dulapi așezați la anumite intervale între ei, în care se introduc elementele zăbrelelor. În principiu, pentru simplificarea execuției, montanții și diagonalele întinse se introduc între elementele tălpii și se prind de acestea cu ajutorul penelor și șuruburilor de strângere (fig. 5.41, *A*; *B*).

Calculul fermelor cu pene sau șaibe din oțel se face după aceleași principii generale ca și pentru celelalte tipuri de ferme din scânduri sau dulapi.

Cu toate avantajele pe care le prezintă din punct de vedere tehnic și constructiv, fermele cu pene metalice nu au căpătat o răspândire prea mare, din cauză că necesită un material de calitate superioară și o execuție extrem de îngrijită, cumulată cu un volum mare de muncă de calificare superioară.

În cazul deschiderilor relativ mari, sunt mai indicate fermele cu pene metalice cu gheare, care permit realizarea unei prinderi mai sigure a elementelor în noduri, chiar și în condițiile unei execuții de șantier.

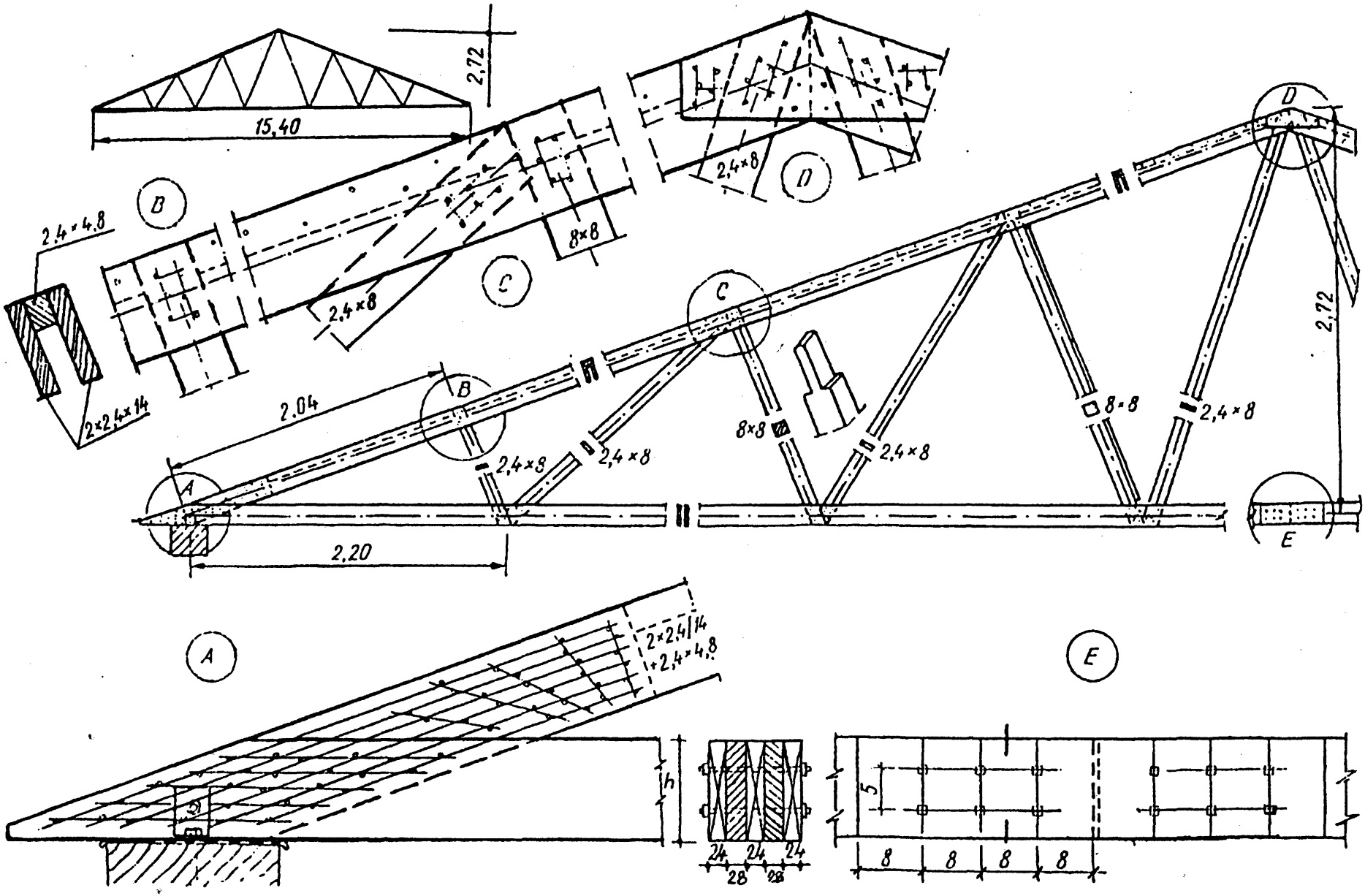


Fig. 5.40. Schema şi construcţia unei ferme din scânduri bătute în cuie.

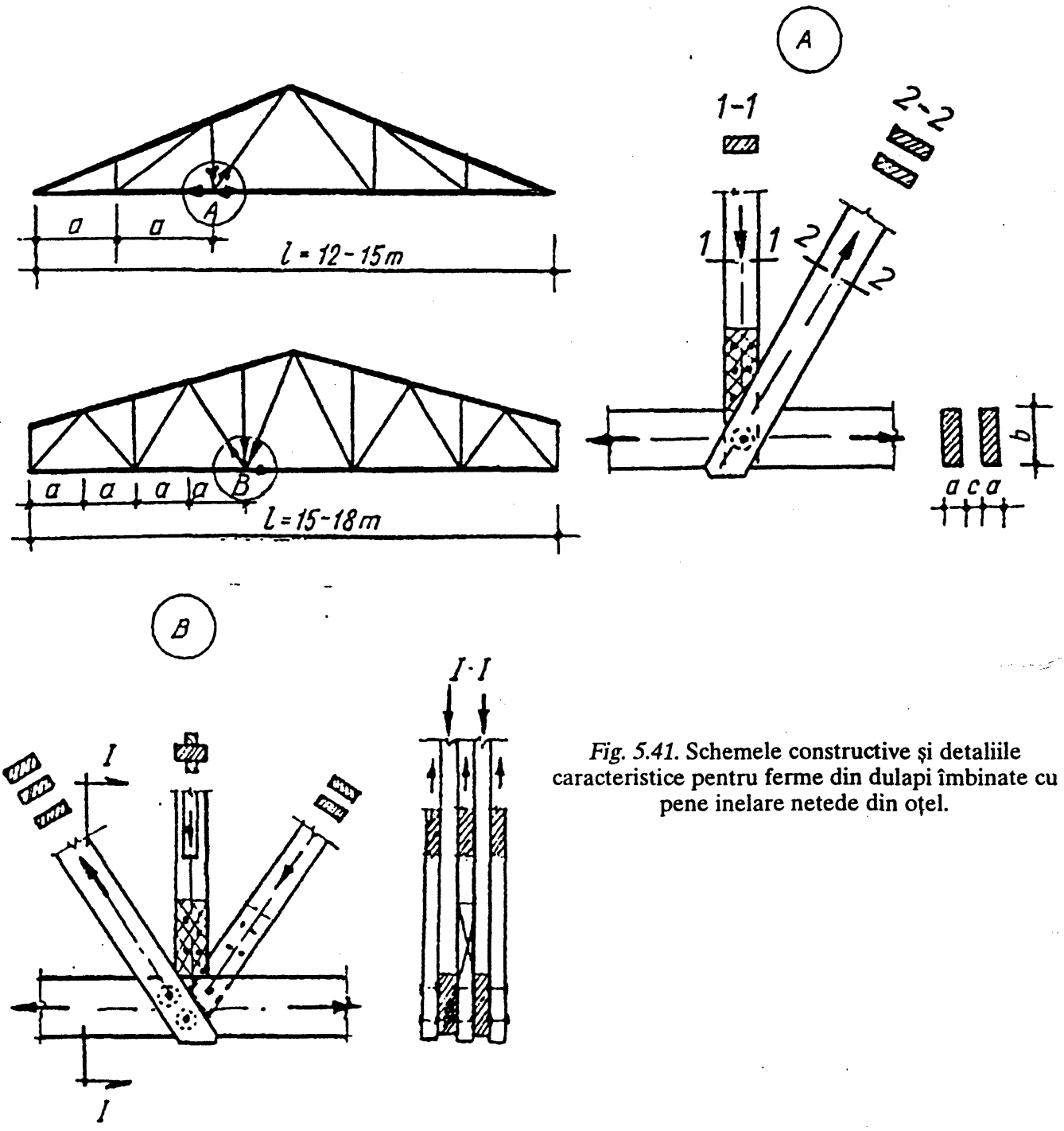


Fig. 5.41. Schemele constructive şi detaliile caracteristice pentru ferme din dulapi îmbinate cu pene inelare netede din oţel.

În fig. 5.42 se prezintă construcţia şi detaliile constructive caracteristice privind realizarea îmbinărilor (nodurilor) pentru o fermă trapezoidală de 21 m deschidere, folosind pene metalice cu gheare. Tălpile şi diagonalele fermei sunt executate din trei elemente (dulapi) de aceeaşi dimensiune cu interspaţii între ele, a căror mărime depinde de grosimea ecliselor şi penelor cu gheare. Montanţii fermei se realizează din doi dulapi cu aceleaşi interspaţii. Prinderea diagonalelor în noduri se realizează cu ajutorul unor eclise metalice, care se fixează de elementele diagonalelor cu şuruburi de lemn şi prin intermediul unui bulon central care trece prin gaura penei cu gheare.

Îmbinarea tălpii inferioare (întinse) se face cu ajutorul unor eclise şi a penelor

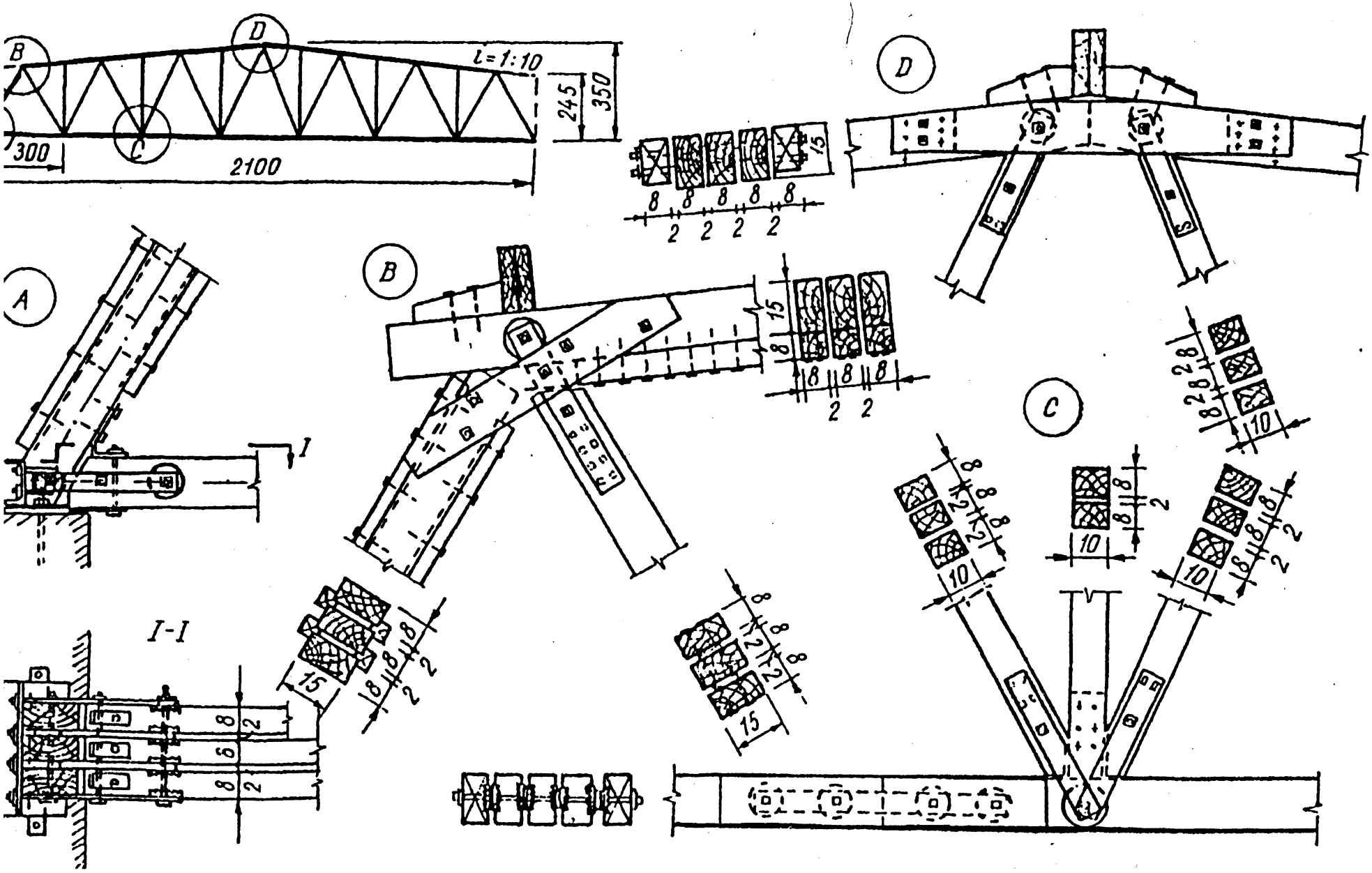


Fig. 5.42. Construcția fermei de 21 m deschidere cu pene (șaibe) cu gheare din metal.

dimensionează la efortul axial din îmbinare, şi cu două eclise de lemn, în vederea asigurării unei rigidităţi corespunzătoare a tălpii inferioare în timpul montajului.

Nodul de la reazem se realizează prin rezemarea frontală a elementelor diagonalei comprimate în sabotul de metal, iar transmiterea componentei orizontale elementelor tălpii inferioare se face prin intermediul ecliselor de oţel, a şuruburilor sau buloanelor şi a penelor cu gheare.

Introducerea penelor cu gheare în elementele tălpilor se face prin presare.

5.2.3. FERME MODERNE DIN LEMN ŞI METAL

Prin ferme moderne se înţeleg, în general, sisteme cu zăbrele realizate dintr-un număr redus de elemente tipizate, bazate pe o execuţie mecanizată în fabrici sau ateliere specializate cu grad ridicat de industrializare. Din această categorie fac parte fermele din lemn şi metal, sau fermele din lemn lamelat încleiat şi metal.

Fermele moderne din lemn şi metal constituie, în etapa actuală, unul dintre cele mai eficiente tipuri constructive folosite în construcţii de acoperişuri. Particularitatea constructivă a acestor ferme constă în aceea că elementele comprimate sau comprimate-încovoiate se realizează din lemn (rotund, ecarisat sau încleiat), iar elementele puternic întinse, din oţel rotund sau din profile laminate.

Construcţiile din lemn şi metal sunt în general mai sigure decât cele executate numai din lemn, datorită excluderii elementelor puternic întinse, executate din lemn şi prin eliminarea îmbinărilor solicitate la întindere. Totodată, prin utilizarea lemnului rotund, ecarisat sau încleiat, de dimensiuni mari, la realizarea elementelor tălpii superioare solicitate la compresiune sau la compresiune cu încovoiere, se măreşte siguranţa construcţei la foc, deoarece în acest caz rezistenţa la foc este mai mare decât în cazul elementelor din piese de dimensiuni mici (scânduri, dulapi etc.).

Fermele moderne (din lemn şi metal) se caracterizează, în general, printr-o deformabilitate redusă şi o durabilitate ridicată în condiţii normale de exploatare, fără a necesita cheltuieli suplimentare pentru lucrările de întreţinere.

Varietatea mare a tipurilor de ferme din lemn şi metal folosite în prezent la realizarea construcţiilor de acoperişuri corespunde în mare măsură cerinţelor privind industrializarea şi tipizarea construcţiilor, caracterizându-se totodată printr-un grad ridicat de mecanizare a lucrărilor de asamblare şi montare.

Fermele din lemn şi metal întâlnite în mod curent la construcţiile moderne se împart,după forma lor, în: triunghiulare, trapezoidale, segment de cerc, poligonale.

Executarea tălpii superioare din elemente (blocuri) prefabricate de dimensiuni mari permite realizarea unor ferme cu deschideri relativ mari, dintr-un număr redus de panouri şi noduri.

Fermele din lemn şi metal se folosesc, în general, la realizarea acoperişurilor (de obicei fără tavan) cu deschideri de 12–24 m. În unele cazuri, se utilizează şi la acoperişuri cu deschideri mari (30–40 m).

Consumul de metal pe unitate de suprafaţă acoperită, corespunzător diferitelor tipuri de ferme moderne din lemn şi metal, în comparaţie cu consumurile de oţel ale

Tabelul 5.8

Consumul de metal pe unitatea de suprafață acoperită pentru diferite tipuri de ferme moderne

Nr. crt.	Tipul fermei	Încărcarea daN/m²	Consumul de metal, în daN/m², pentru deschideri în m, de:			
			12	15	18	24
1	Ferme moderne din lemn și metal					
	a) Triunghiulare	200	–	1,44	1,72	2,03
	b) Trapezoidale	200	3,41	3,15	3,39	–
	c) Segment	200	–	2,82	3,26	3,91
	d) Poligonale	200	–	3,02	3,65	4,47
2	Ferme din beton armat	300	5,40	6,20	7,20	8,70
3	Ferme din metal	300	10,97	11,56	14,18	19,45

Ferme triunghiulare din lemn și metal cu talpa superioară din grinzi drepte. Fermele triunghiulare fac parte din categoria celor mai simple tipuri constructive din lemn și metal, la care talpa superioară poate fi realizată din grinzi cu secțiune simplă, pentru deschideri mai mici (10–12 m), sau din grinzi cu secțiune compusă (încleiate), pentru deschideri mai mari.

Fermele triunghiulare din lemn și metal utilizate în prezent au fost obținute din tipurile clasice, prin adaptarea lor la condiția unei execuții tipizate pe cale industrială. Un exemplu care marchează trecerea de la tipul clasic de fermă (dulgherească) la fermele de tip modern (din lemn și metal), este prezentat în fig. 5.43. În acest caz, spre deosebire de fermele dulgherești, talpa inferioară, montanții și nodurile de la reazem se realizează din metal, iar talpa superioară și diagonalele comprimate se realizează din lemn rotund sau ecarisat. Totodată, numărul panourilor se reduce substanțial. Prin adoptarea acestui tip de fermă din lemn și metal se obține un sistem mai sigur și cu un grad ridicat de industrializare.

Particularitatea constructivă a tipului de fermă prezentat constă în modul de rezolvare a îmbinărilor din noduri, prin intermediul unor dispozitive speciale (saboți) din metal.

Datorită unei rezemări frontale a elementelor din lemn solicitate la compresiune sau la compresiune cu încovoiere prin intermediul dispozitivelor de metal, influența deformațiilor provenite din uscarea (contragerea) și strivirea lemnului în noduri asupra săgeții fermei poate fi neglijată, iar executarea lor poate fi făcută cu o contrasăgeată constructivă redusă.

În cazul fermelor cu deschiderei și încărcări mai mari, talpa superioară se poate realiza din grinzi cu secțiune compusă sau din grinzi încleiate. În acest caz, mărimea panourilor fermei poate ajunge până la 5–6 m, față de 1,5–2 m, în cazul fermelor clasice. Datorită acestei particularități, talpa superioară este solicitată la compresiune cu încovoiere, determinată de încărcări locale aplicate între noduri. În figura 5.44 se prezintă constructia unei ferme triunghiulare din lemn si metal, cu talpa superi-

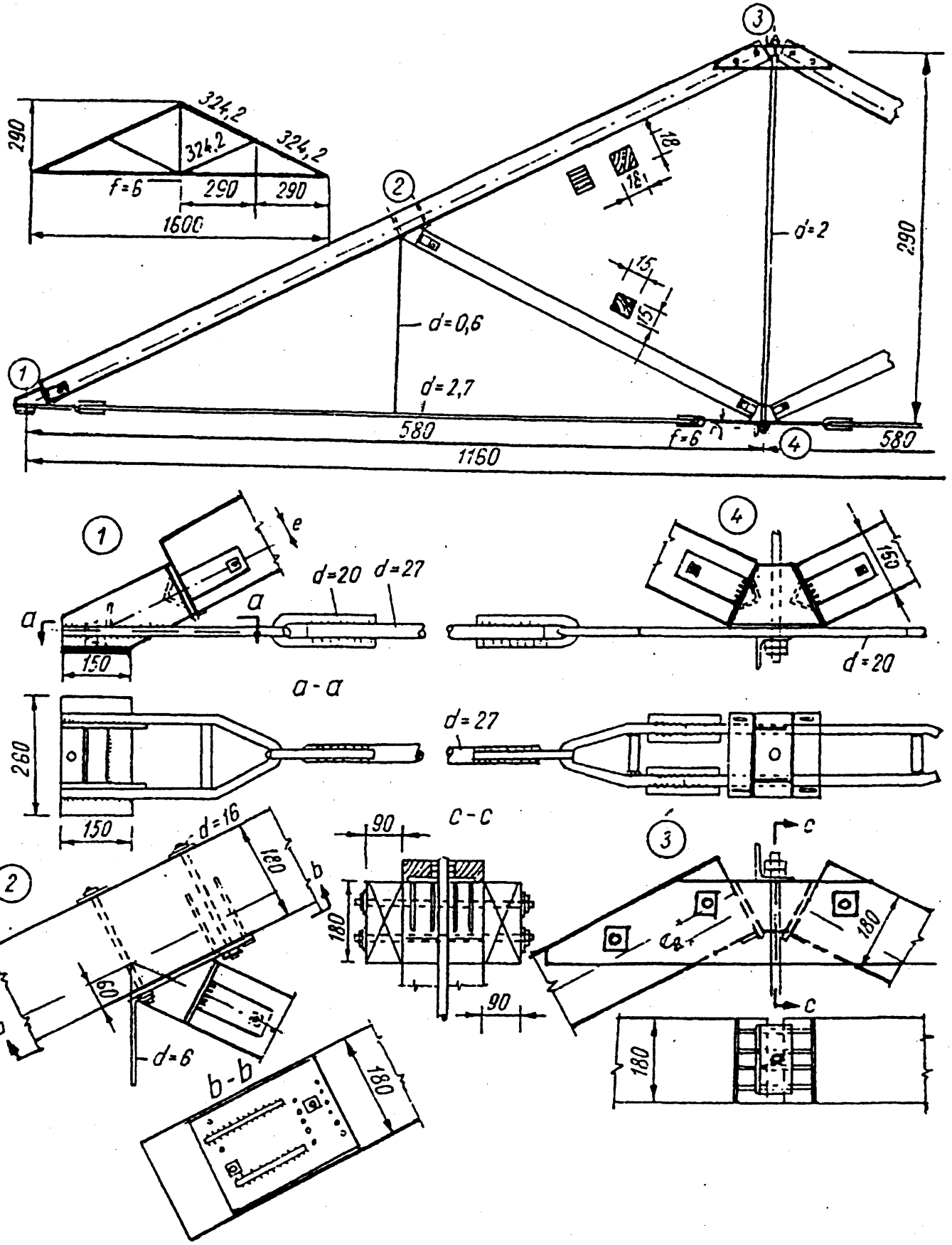


Fig. 5.43. Construcţia fermei triunghiulare din lemn şi metal cu îmbinări frontale executate din metal.

întinse). În vederea reducerii momentelor încovoietoare, se obişnuieşte ca rezemarea tălpii superioare în nodurile de la reazem şi coamă să se facă excentric, realizându-se

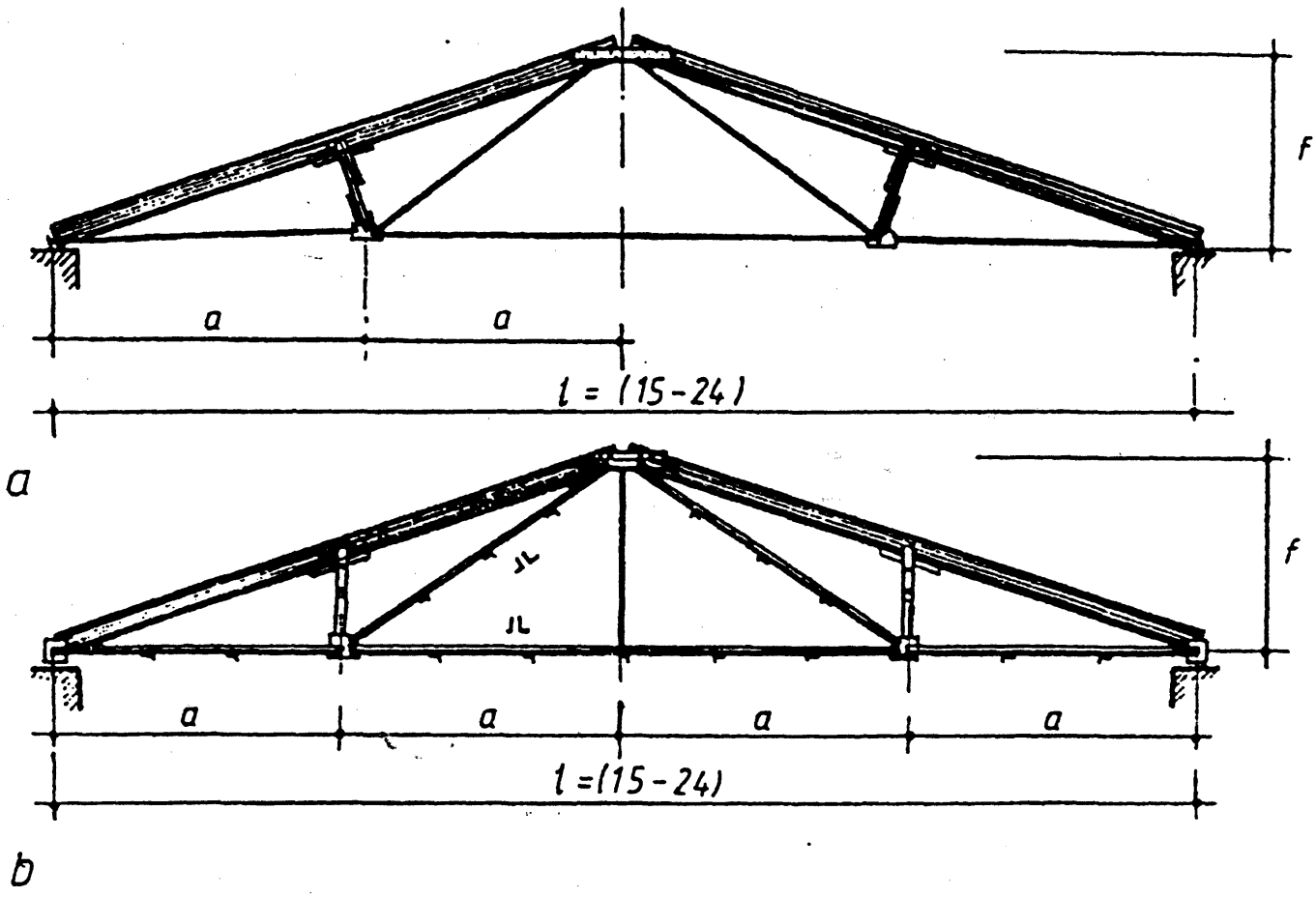


Fig. 5.44. Ferme triunghiulare din lemn și metal cu talpa superioară din grinzi încleiate.

În scopul folosirii cât mai rațională a materialului lemnos utilizat pentru realizarea tălpii superioare, se recomandă ca excentricitatea de calcul e să se determine din condiția:

$$M_e = N_c \cdot e \leq \left(M_0 - N_c e\right)\frac{1}{\xi}, \tag{5.45}$$

în care: M_e este momentul încovoietor datorită aplicării excentrice a efortului axial de compresiune N_c;
M_0 – momentul încovoietor din încărcări locale pe panou;
e – excentricitatea de calcul;
ξ – coeficientul care se determină cu relația (3.25).

Determinarea eforturilor axiale și a momentelor încovoietoare de calcul în panourile tălpii superioare se face descompunând sistemul general într-un sistem de grindă simplu rezemată *a* și un sistem cu zăbrele *b* (fig. 5.45).

Talpa inferioară și diagonala întinsă a fermei se pot executa din oțel rotund sau din profile metalice. Folosirea oțelului rotund simplifică execuția nodurilor, dar complică montajul fermei, deoarece se impune luarea unor măsuri care să asigure preluarea eforturilor de compresiune ce apar în aceste elemente la montaj. În cazul folosirii profilelor, execuția nodurilor se complică în oarecare măsură, în schimb montajul devine mai simplu, datorită rigidității mai ridicate.

determină o contrasăgeată f_1 în tălpile superioare ale fermei şi, ca urmare, un moment încovoietor suplimentar de semn contrar momentului M_0, provenit din încărcări locale. Acest efect favorabil nu se ia în consideraţie în calcul, deoarece în decursul timpului, sub acţiunea încărcărilor se reduce mult.

Calculul fermelor triunghiulare constă în verificarea elementelor tălpii superioare la compresiune cu încovoiere şi în dimensionarea elementelor tălpii inferioare şi a zăbrelelor pentru eforturile axiale maxime (vezi fig. 5.45, *a* şi *b*).

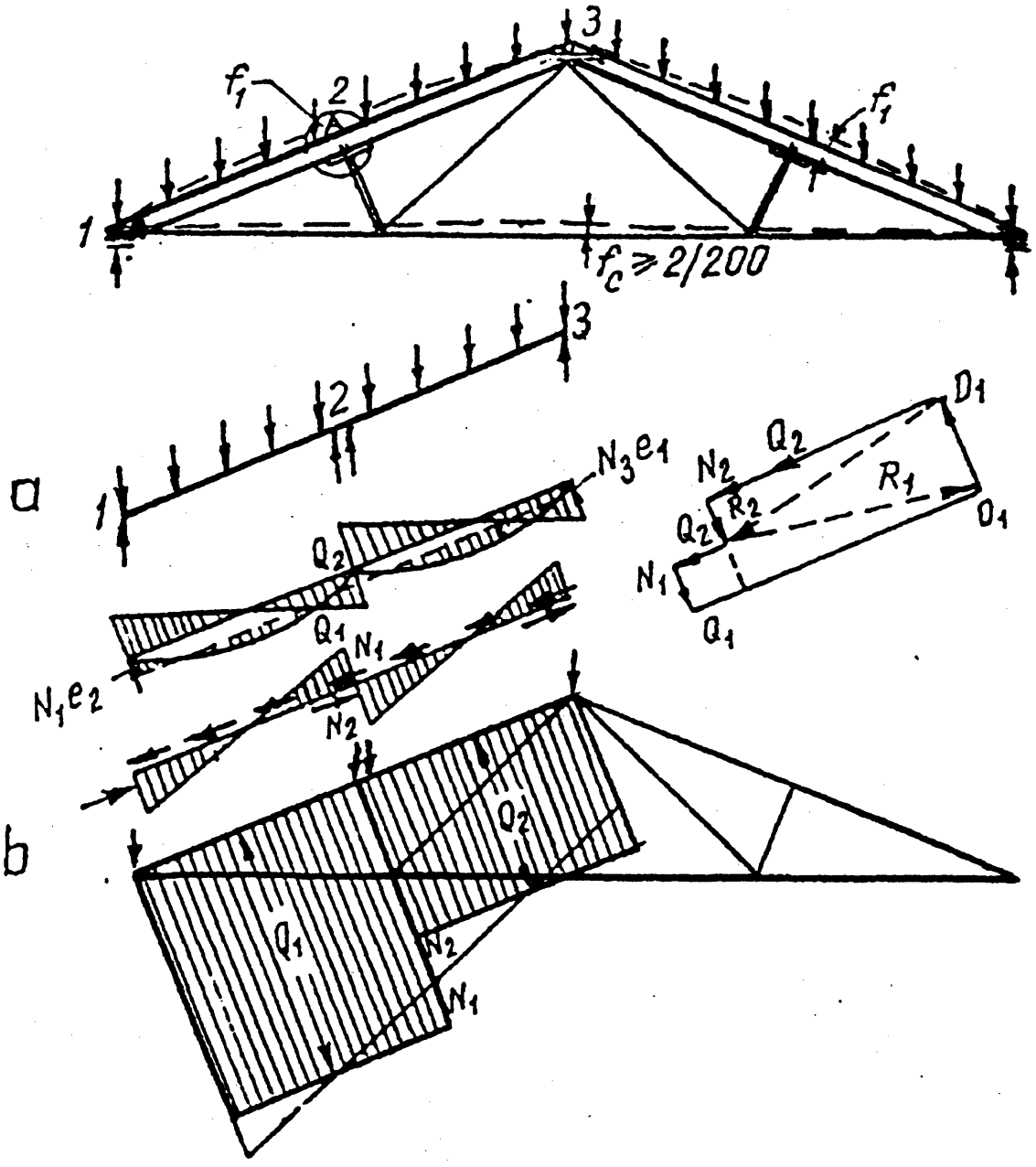


Fig. 5.45. Schema de calcul pentru ferme triunghiulare din lemn şi metal cu talpa superioară din grinzi încleiate.

Ferme trapezoidale din lemn şi metal. Pentru executarea acoperişurilor fără tavan, cu pante mici, în unele cazuri se utilizează ferme trapezoidale cu două sau cu o singură pantă. Fermele de acest tip se folosesc pentru acoperirea deschiderilor de 15–24 m. Construcţia lor se bazează pe aceleaşi principii ca şi pentru fermele triunghiulare din lemn şi metal (elementele comprimate sau comprimate-încovoiate se realizează din grinzi de lemn obişnuit sau încleiat, iar elementele puternic întinse,

Pentru deschideri mici, talpa superioară se poate realiza din două grinzi suprapuse, cu interspaţii între ele. În acest caz, grinda superioară lucrează numai la încovoiere determinată din sarcini locale, iar grinda inferioară numai la efortul axial de compresiune, determinat în ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare, cu forţe concentrate aplicate în noduri. Un exemplu în acest sens îl poate servi ferma trapezoidală de 15 m deschidere (fig. 5.46), la care talpa superioară este alcătuită din două grinzi de 15 × 15 cm.

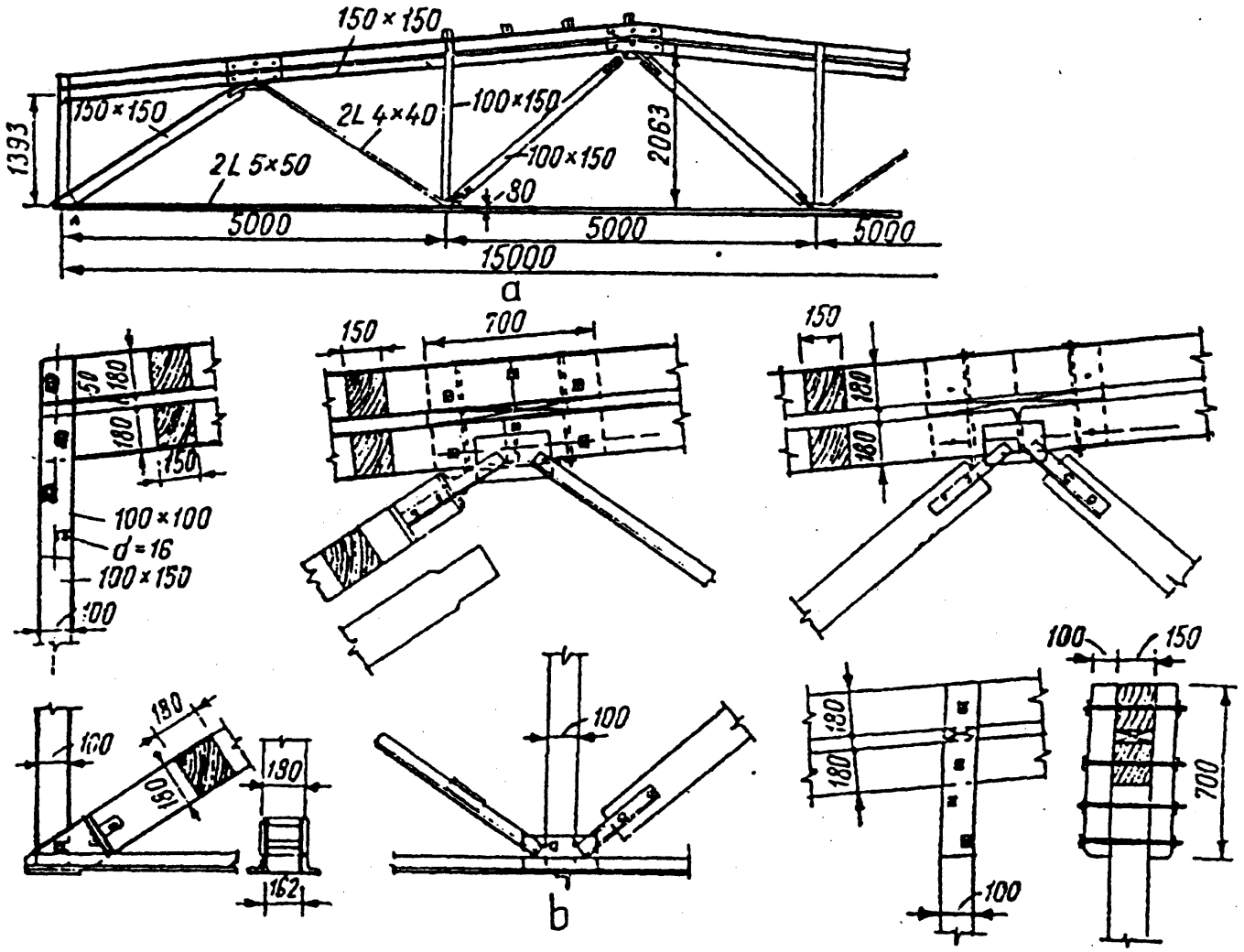


Fig. 5.46. Construcţia unei ferme trapezoidale din lemn şi metal, de 15 m deschidere, cu talpa superioară din grinzi de lemn.

În cazul fermelor cu panouri şi încărcări locale mari, este indicat ca talpa superioară să fie executată sub forma unei grinzi încleiate. În acest caz, este bine ca prinderea barelor în nodurile tălpii superioare să se realizeze cu o excentricitate constructivă *e*, care să conducă la un moment încovoietor de semn contrar celui provenit din încărcări locale. În fig. 5.47 se prezintă construcţia unei ferme moderne din lemn şi metal de 18 m deschidere, la care elementele tălpii superioare sunt realizate din pachete de scânduri încleiate. Montanţii şi diagonalele comprimate sunt executate din rigle din lemn masiv, iar elementele întinse din oţel cornier.

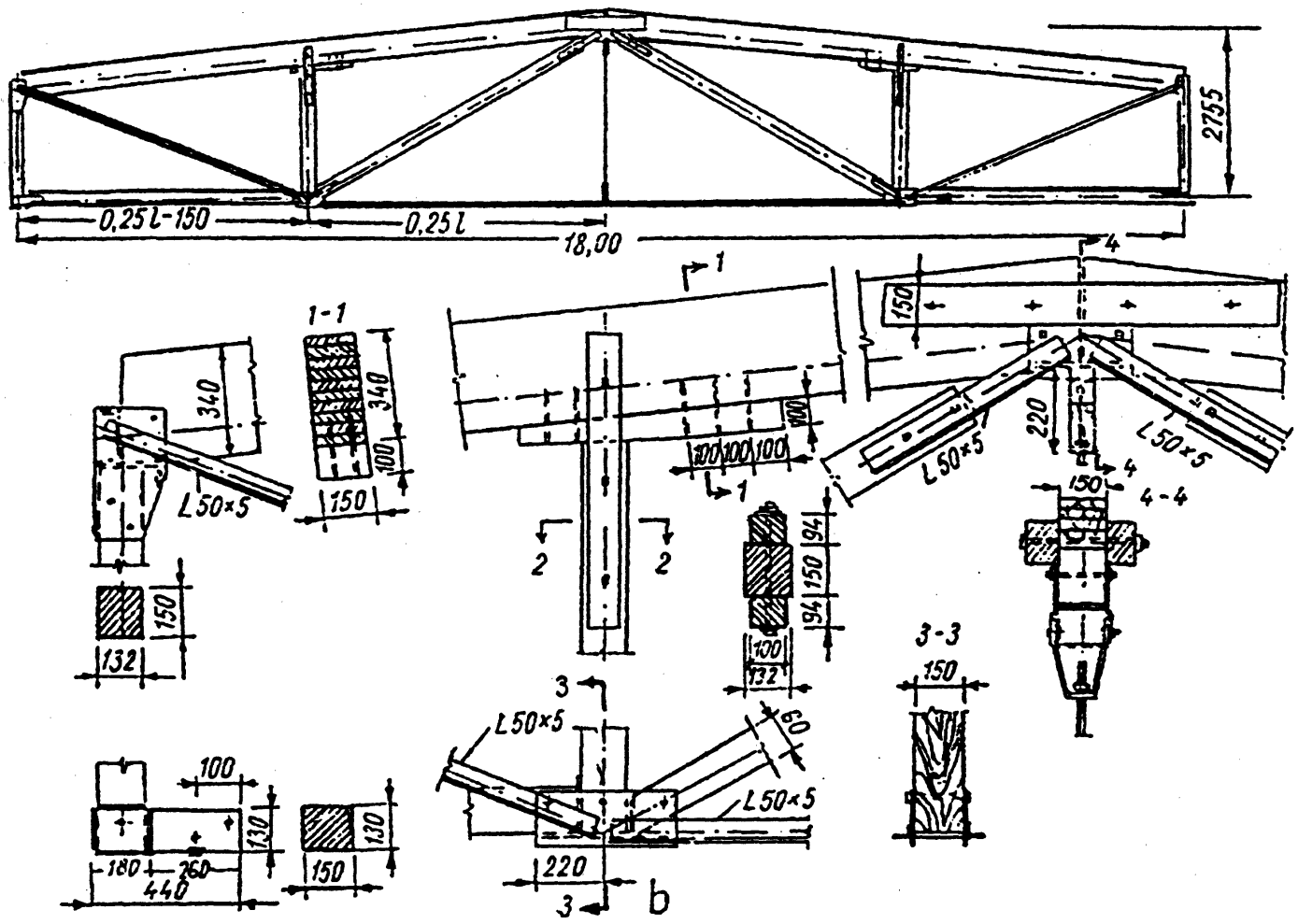


Fig. 5.47. Construcţia unei ferme trapezoidale din lemn şi metal, cu talpa superioară din grinzi încleiate.

plăcuţelor din nodurile fermei se determină în funcţie de lungimea de sudură a elementelor întinse din nodul respectiv, rezultată din calcul. Detaliile metalice de rezemare a elementelor comprimate se verifică la încovoiere datorită presiunii date de aceste elemente. La aceeaşi presiune se verifică şi cordonul de sudură cu care se prind plăcuţele detaliului.

Ferme segment cu talpa superioară din elemente încleiate. Fermele segment se realizează, de obicei, cu talpa superioară după un arc de cerc, care se apropie mult de curba de presiune. În cazul unei încărcări uniform distribuite, eforturile în tălpi variază puţin de la un panou la altul, ceea ce face ca eforturile în zăbrele să fie mici şi, ca urmare, prinderea lor în noduri să fie relativ simplă.

Fermele segment din lemn şi metal cu talpa superioară din elemente prefabricate din lemn încleiat, datorită formei şi gradului ridicat de prefabricare, se caracterizează prin indici tehnico-economici foarte avantajoşi în comparaţie cu alte tipuri constructive. Datorită avantajelor pe care le prezină din punct de vedere tehnico-economic, ele se pretează pentru acoperirea halelor industriale sau cu caracter agrozootehnic, având deschideri mari (20–30 m).

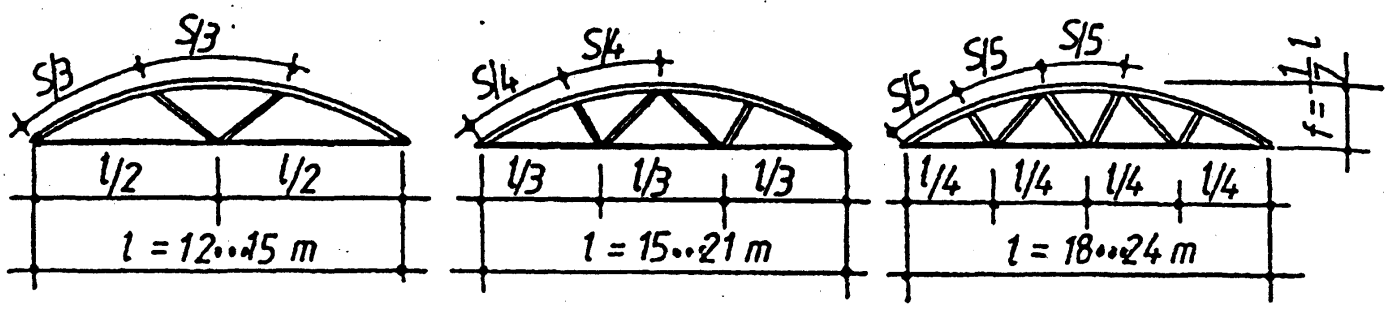


Fig. 5.48. Schemele constructive pentru principalele tipuri de ferme segment cu talpa superioară din elemente încleiate.

În vederea asigurării stabilităţii transversale a elementelor curbe executate din pachete de scânduri încleiate, se recomandă ca raportul dintre înălţimea şi lăţimea secţiunii transversale $h/b \leq 4$, iar lungimea prefabricatului ≤ 6 m. În cazul lungimilor < 6m, înnădirea scândurilor din pachetul încleiat se realizează după suprafeţe înclinate numai pentru primele două rânduri de scânduri marginale (superioare şi inferioare), în celelalte rânduri înnădirea scândurilor putându-se realiza cap la cap.

Din considerente de industrializare a execuţiei, elementele tălpii superioare se proiectează, de obicei, cu aceleaşi dimensiuni.

Talpa inferioară a fermei este realizată din două profile cornier de oţel, iar nodul de la reazem din două platbande şi un profil U, îmbinate prin sudură. Transmiterea efortului axial de compresiune din talpa superioară în nodul de la reazem se realizează prin rezemare frontală pe profilul U. Îmbinarea elementelor tălpii inferioare se face prin sudură, după o prindere cu două şuruburi (buloane) de montaj, $d = 12$ mm.

Diagonalele se prind de cornierele tălpii inferioare şi de elementele tălpii superioare cu câte un şurub, prin intermediul unor eclise metalice, care se fixează de diagonale prin cuie sau şuruburi de lemn.

În cazul fermelor segment cu deschideri mai mari (24 – 30), nodurile tălpii superioare se realizează prin intermediul unui detaliu metalic special, în scopul îmbunătăţirii comportării fermei, în general, şi îndeosebi, sub aspectul transmiterii eforturilor în noduri şi al evitării strivirilor locale.

În fig. 5.49 se prezintă construcţia unei ferme segment de 24 m deschidere, la care transmiterea eforturilor în nodurile tălpii superioare se realizează prin intermediul unor astfel de piese metalice rigide.

În vederea măririi gradului de prefabricare şi tipizare, urmărind în acelaşi timp şi simplificarea execuţiei, se preconizează realizarea fermelor segment din lemn şi metal cu talpa superioară din tronsoane încleiate continue, fără noduri intermediare. Un exemplu în acest sens îl poate servi construcţia fermei segment, prezentată în figura 5.50, la care talpa superioară este realizată numai din două tronsoane.

Calculul fermelor segment din elemente încleiate constă în determinarea eforturilor axiale în bare, pentru ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare.

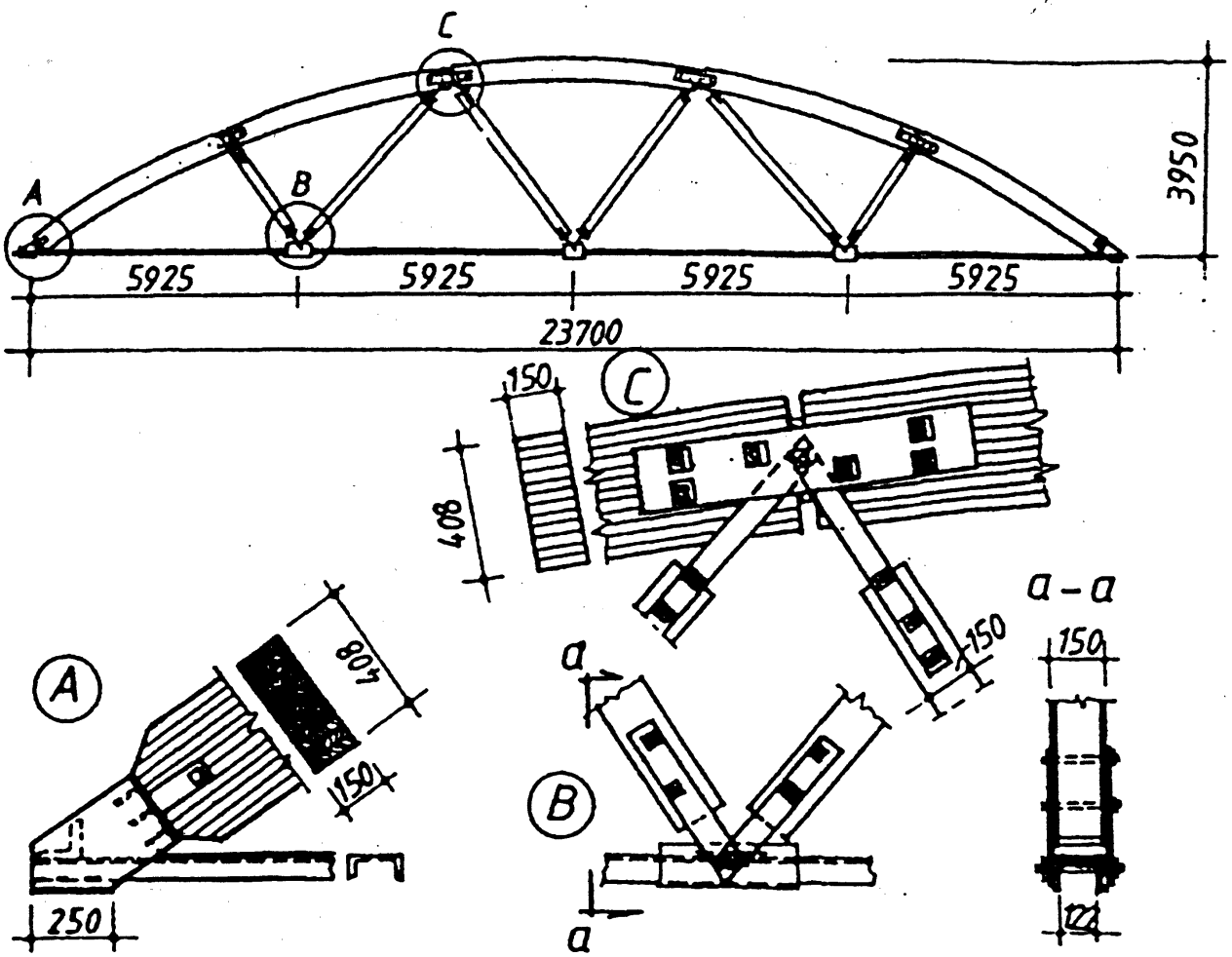
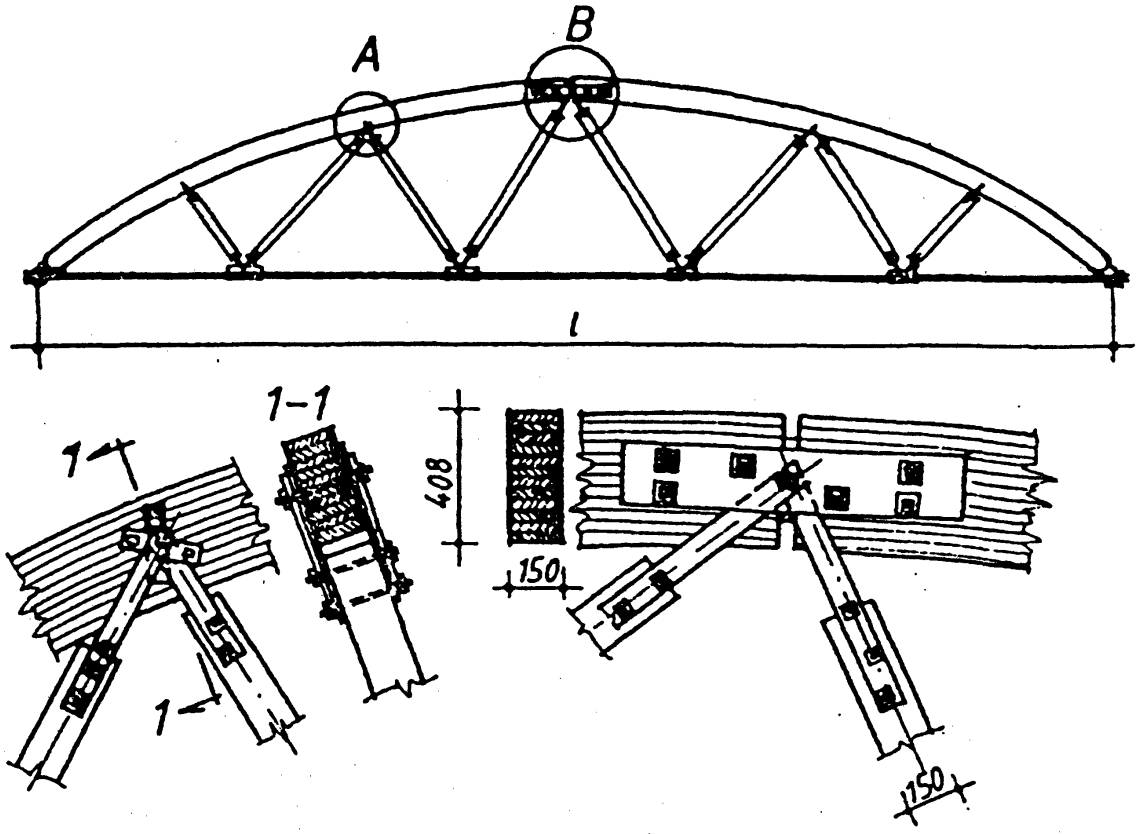


Fig. 5.49. Fermă segment din lemn și metal având talpa superioară formată din tronsoane încleiate, îmbinate în noduri cu dispozitive metalice speciale.



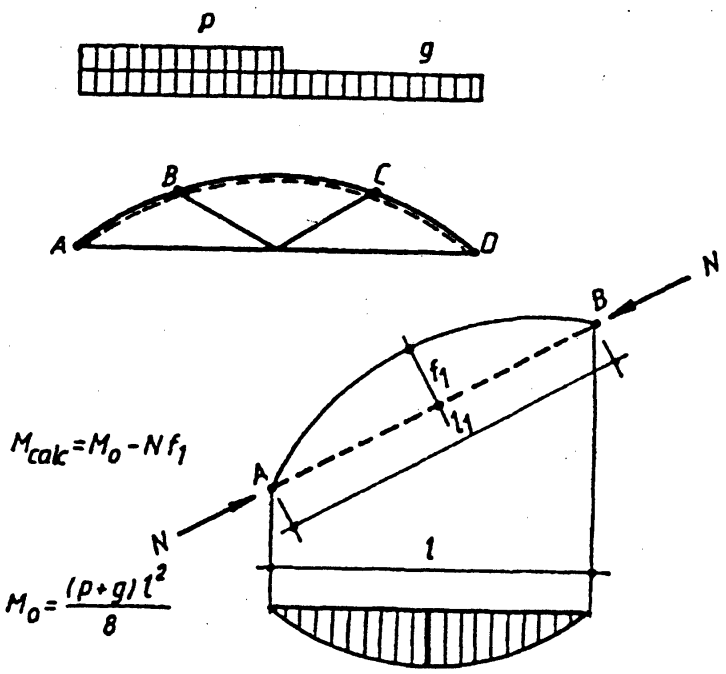


Fig. 5.51. Schema de calcul pentru ferme segment de cerc, având talpa superioară formată din tronsoane încleiate.

Momentul încovoietor de calcul la mijlocul panoului se determină ţinând seama şi de momentul încovoietor determinat de forma curbilinie a tălpii superioare (fig. 5.51), cu relaţia:

$$M = M_0 - N_c f_1, \qquad (5.46)$$

în care :

M_0 este momentul încovoietor la mijlocul panoului, determinat de încărcări locale;

N_c – efortul axial de compresiune din panoul respectiv;

f_1 – săgeata la mijlocul panoului;

l_1 – lungimea coardei panoului;

R – raza de curbură a tălpii superioare.

Talpa superioară se verifică la compresiune cu încovoiere cu relaţia:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{Wk_w\xi}\frac{\sigma_{ac}R_c}{\sigma_{ai}R_i} \le \sigma_{ac}(R_c)\cdot k_{curb}. \qquad (5.47)$$

Pentru a ţine seama de cedarea legăturilor în noduri, bulonul central de prindere a diagonalelor se consideră cu 3 secţiuni de forfecare, deşi în realitate el lucrează cu 4 secţiuni de forfecare. Astfel, efortul capabil al bulonului cu o singură secţiune de forfecare aplicat sub un unghi α faţă de direcţia fibrelor, trebuie să fie $T \ge N/3$, N fiind cel mai mare dintre eforturile posibile în zăbrele. Eclisele din nodurile tălpii superioare se prind cu două buloane, calculate pentru un efort egal cu $N/2$.

În cazul construcţiilor care lucrează în medii corosive (cazul industriei chimice etc.) sunt indicate fermele segment cu ambele tălpi executate din lemn încleiat. Exemple în acest sens pot servi construcţia unui depozit de produse chimice şi a unei hale industriale cu mai multe deschideri, având acoperişul realizat din ferme segment încleiate cu o deschidere de 29,60 m (fig.5.52) şi cu trei deschideri de 24 m (fig. 5.53).

În fig. 5.54 se prezintă de asemenea montajul unei ferme segment cu ambele tălpi realizate din lemn încleiat, care serveşte la acoperirea unui hangar de avioane de 70 m deschidere (S.U.A.). În acest caz, talpa superioară şi inferioară sunt realizate din trei pachete de scânduri încleiate, iar zăbrelele din două elemente cu secţiune plină, îmbinate cu elementele tălpilor cu ajutorul penelor cu gheare şi al şuruburilor de strângere.

Ferme poligonale. Fermele poligonale din lemn şi metal se realizează cu con-

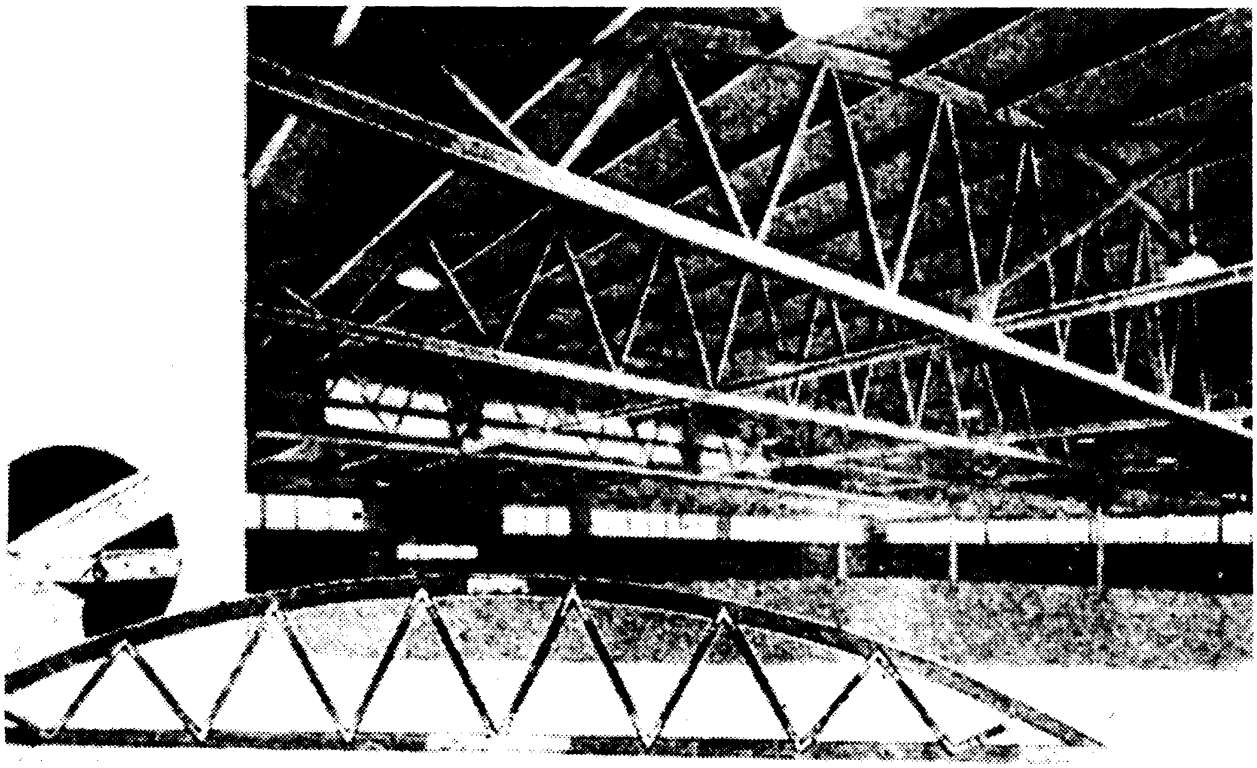


Fig. 5.52. Acoperișul unui depozit din ferme segment încleiate, de 29,6 m deschidere (Anglia).

joase din punct de vedere al distribuției eforturilor și posibilităților mari de prefabricare, fermele poligonale din lemn și metal constituie soluții actuale dintre cele mai eficiente, mai ales în cazul deschiderilor mari (20–30) m).

În vederea simplificării execuției și măririi gradului de prefabricare și tipizare a elemntelor componente, se folosesc sisteme constructive cu un număr redus de panouri.

Particularitatea constructivă a fermelor poligonale din lemn și metal constă în faptul că talpa superioară se realizează din elemente identice, confecționate din grinzi cu secțiune simplă sau încleiată, cu capetele păsuite în prealabil.

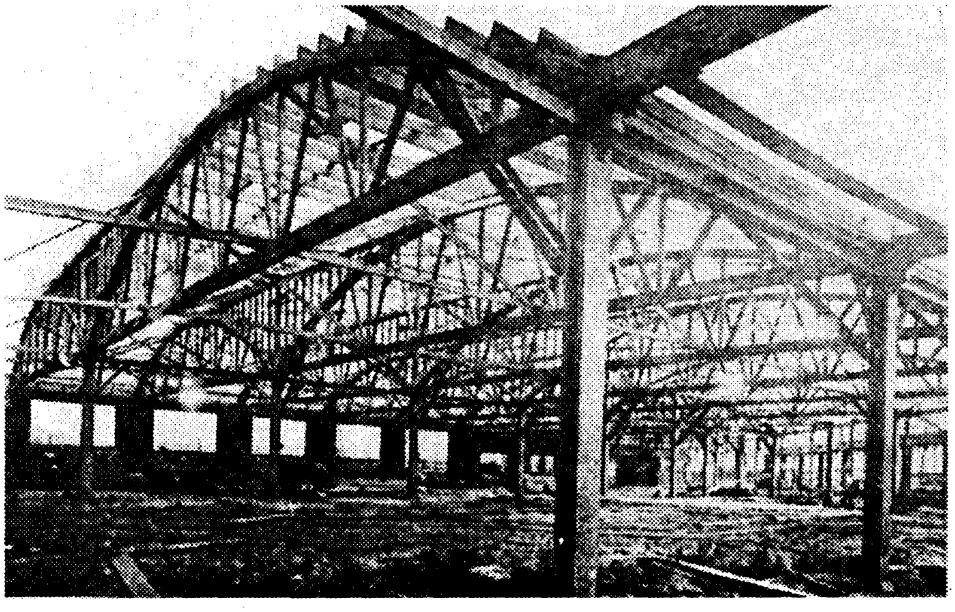


Fig. 5.53. Construcția unei hale industriale cu mai multe deschideri, având acoperișul realizat din ferme segment încleiate.

În fig. 5.55 se prezintă schema și detaliile caracteristice pentru o fermă poligonală de 18 m deschidere, la care elementele panourilor marginale se obțin prin înjumătățirea elementului curent de lungime normală *a*. Talpa inferioară se execută, de obicei din profile metalice

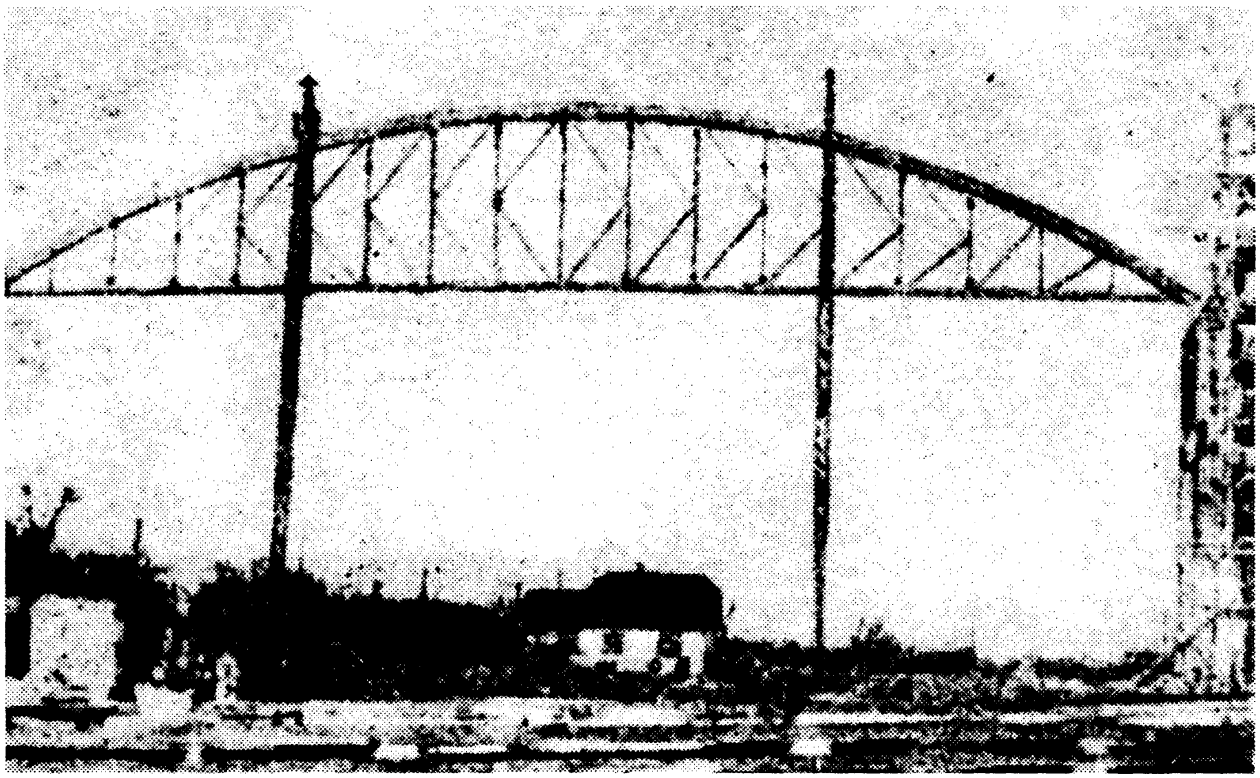


Fig. 5.54. Montajul fermelor segment din pachete încleiate, de 70 m deschidere (S.U.A.).

În cazul fermelor poligonale cu panouri mari (2–3 m), panele se dispun și între nodurile fermei, ceea ce determină în talpa superioară și un moment încovoietor *M*. În vederea reducerii momentului încovoietor *M*, determinat de încărcări locale, prinderea elementelor tălpii superioare în noduri se face cu o excentricitate *e*, prin care se creează un moment încovoietor de semn contrar (fig. 5.56).

În vederea utilizării cât mai raționale a materialului lemnos din care sunt executate elementele tălpii superioare, se recomandă ca mărimea excentricității *e* în noduri să fie determinată din condiția:

$$M = \left(\frac{P \cos\beta \cdot l_0}{4} - \frac{Ne}{2} \right) \frac{1}{\xi} = Ne. \qquad (5.48)$$

Zăbrelele fermei (diagonale și montanți) se prind în noduri cu câte un bulon central, prin intermediul a două eclise metalice fixate în prealabil de acestea cu șuruburi de lemn sau prin cuie. Din motive constructive, grosimea zăbrelelor se ia de obicei egală cu grosimea tălpii superioare. Îmbinarea elementelor tălpii în noduri se realizează cu eclise (din lemn sau metal) și șuruburi de strângere. În nodurile tălpii inferioare, șuruburile (buloanele) se sudează de profilele acesteia.

În calcul nu se ține seama de solicitările suplimentare cauzate de deformațiile elastico-plastice și contragerea lemnului în nodurile fermei, în care barele tălpii superioare sunt continue pe două panouri. Se consideră de asemenea că momentul încovoietor în dreptul montantului este egal cu zero.

Bulonul central, cu care se prind diagonalele într-un nod, se calculează la rezul-

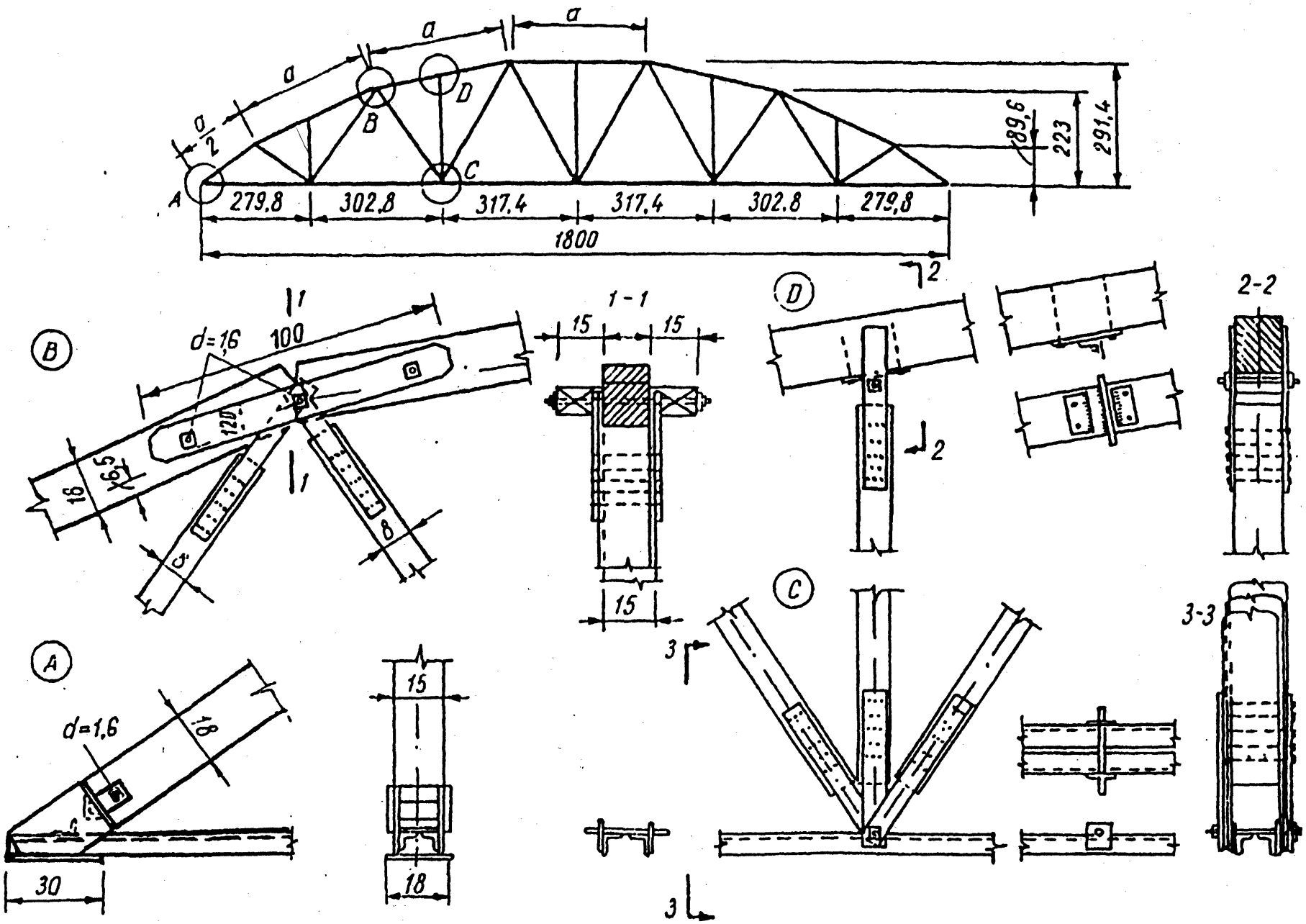


Fig. 5.55. Construcția fermei poligonale din lemn și metal de 18 m deschidere.

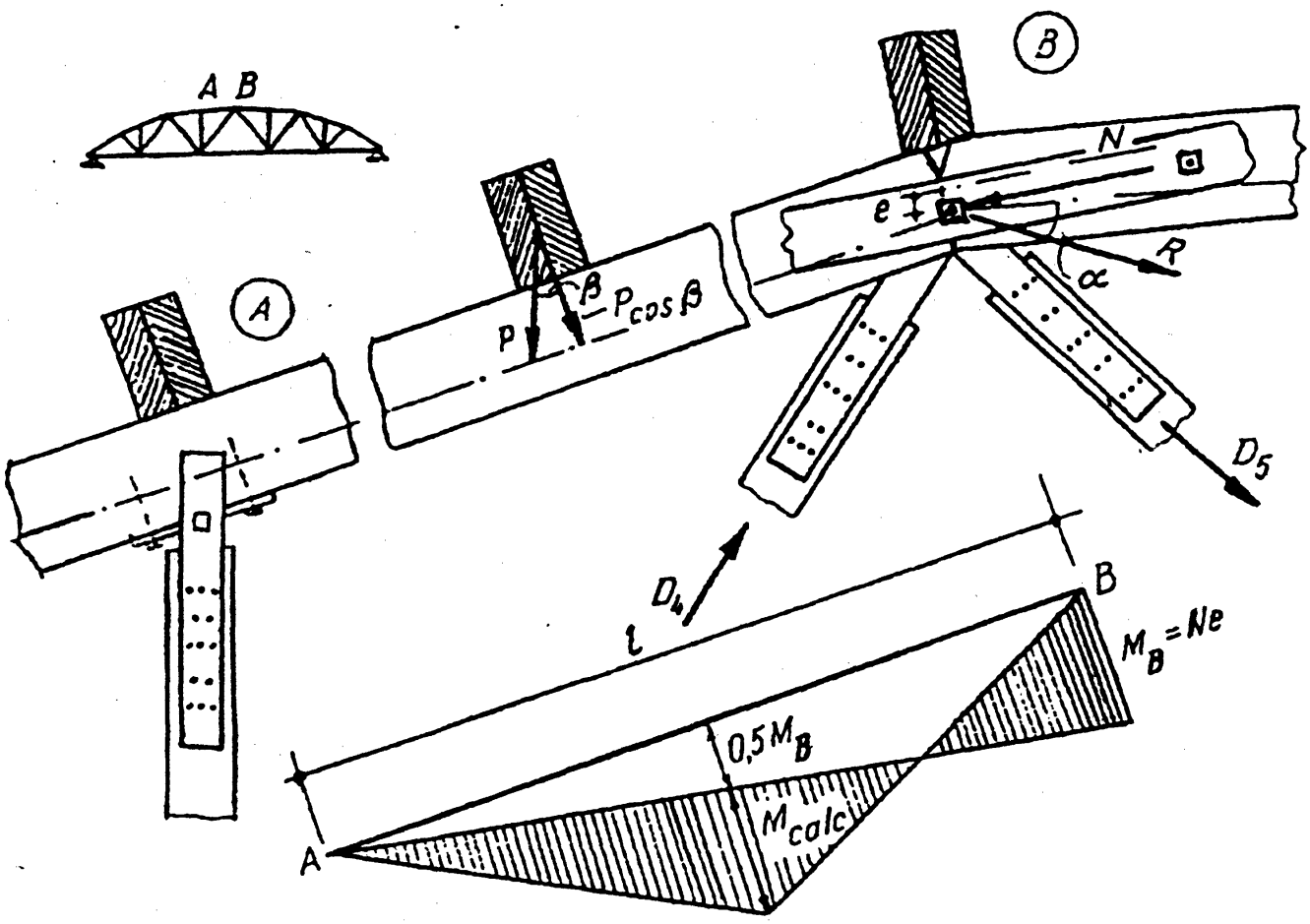


Fig. 5.56. Ferme poligonale. Schema de calcul a tălpii superioare.

situaţiei celei mai defavorabile, este necesar să se ţină seama, în calcul, nu numai de valoarea absolută a rezultantei R, ci şi de mărimea unghiului α dintre R şi direcţia fibrelor. Diametrul şuruburilor centrale se stabileşte pentru cazul cel mai defavorabil lui R şi α. Eclisele de lemn din nodurile tălpii superioare se aşază perpendicular pe bisectoarea unghiului sub care se întâlnesc elementele tălpii superioare din nodurile respective. Dispunerea şurubului central precum şi a celor cu care se prind eclisele, se recomandă să se facă astfel încât să fie evitat pericolul forfecării lemnului normal pe fibre. Şurubul central trebuie să fie aşezat deasupra axei ecliselor, iar acestea să fie executate din lemn uscat cu latura mai mare în direcţia şurubului.

În cazul fermelor poligonale din lemn şi metal cu deschideri mari, pentru a elimina pericolul ruperii ecliselor din lemn prin forfecare normal pe fibre, se recomandă să se utilizeze în nodurile tălpii superioare dispozitive metalice asemănătoare cu cele folosite la fermele segment (fig. 5.50).

Fermele poligonale cu talpa inferioară din metal se realizează, de obicei, cu o contrasăgeată de 1/200 din deschiderea l.

Construcţia fermelor poligonale din lemn şi metal se relizează pe şantier, în poziţie verticală, din elemente tipizate, preconfecţionate în fabrică sau în ateliere specializate. În fig. 5.57 se prezintă modul de asamblare pe şantier a fermelor poligonale din elemente tipizate.

Ferme din grinzi cu zăbrele de tip special. În afara sistemelor mixte din lemn şi

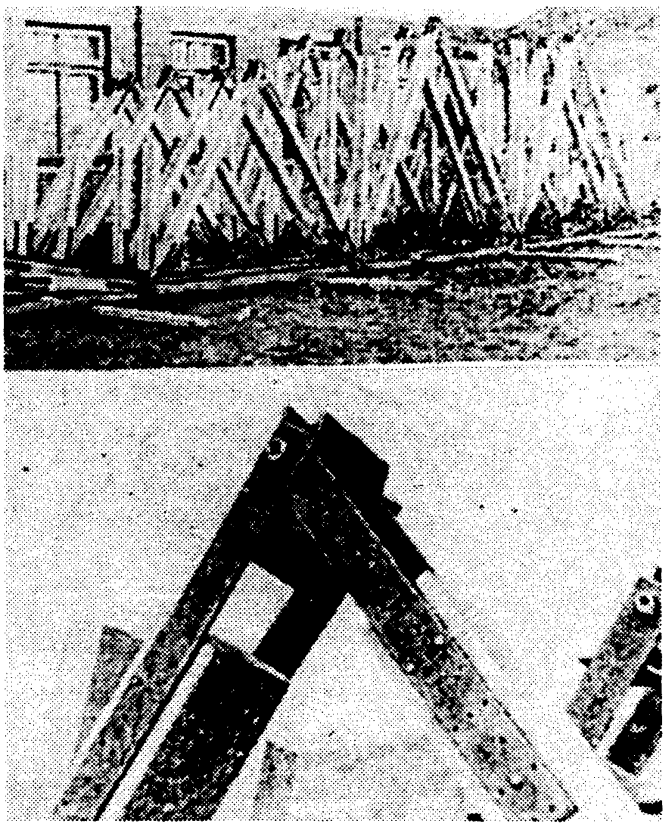


Fig. 5.57. Modul de realizare a fermelor poligonale din lemn și metal din elemente tip.

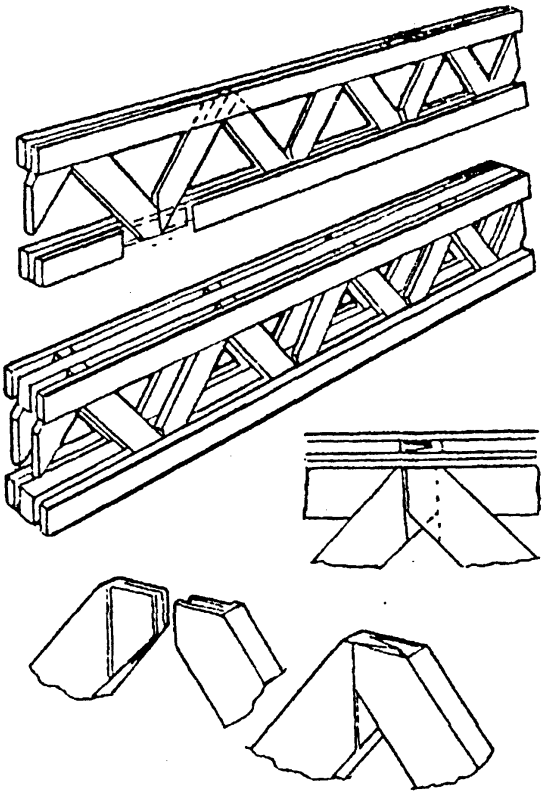


Fig. 5.58. Sisteme de grinzi cu diagonale triunghi îmbinate în cuie și clei.

îmbinare a zăbrelelor (diagonalelor) cu tălpile grinzii, în cuie și clei sau numai prin încleiere. În acest caz, tălpile se pot realiza din 2–3 scânduri sau dulapi cu grosimi de 24–58 mm și lățimi de 75–150 mm, în funcție de mărimea deschiderii. Diagonalele sistemului sunt îmbinate între ele prin încleiere în formă de dinți pană, iar prinderea lor de elementele tălpilor se realizează de asemenea prin încleiere și cuie de montaj. Scândurile diagonalelor pot avea grosimi de 20–30 mm și lățimi de 75–120 mm. Datorită îmbinării centrice, directe a diagonalelor între ele, componentele verticale ale eforturilor din diagonalele sistemului se anulează reciproc, fără a influența eforturile din tălpi. În acest caz, prinderea din noduri trebuie să asigure preluarea diferenței dintre eforturile care apar în tălpi. Cleiurile folosite pentru realizarea îmbinărilor trebuie să fie rezistente la apă și intemperii.

În fig. 5.59 se prezintă o altă variantă de grindă cu zăbrele, care se deosebește de cea descrisă mai sus, prin construcția tălpilor. În acest caz, tălpile se realizează, de obicei, dintr-un singur element (dulap), iar prinderea diagonalelor de tălpi se execută sub forma unei îmbinări cu cep încleiat. În funcție de mărimea efortului, diagonalele se pot realiza dintr-un singur element sau din două elemente. Înălțimea maximă a unei astfel de grinzi nu depășește în general 60 cm. În calcul trebuie să se țină seama de slăbirea tălpii prin crearea locașurilor.

Un sistem asemănător este prezentat în fig. 5.60. În acest caz, prinderea diagonalelor de tălpi se realizează prin intermediul unor plăcuțe metalice, care intră în componența diagonaleor.

Sistemele de grinzi cu zăbrele descrise mai sus se utilizează cu succes sub formă de grinzi și pane cu deschideri de până la 8 m, sau la realizarea unor ferme

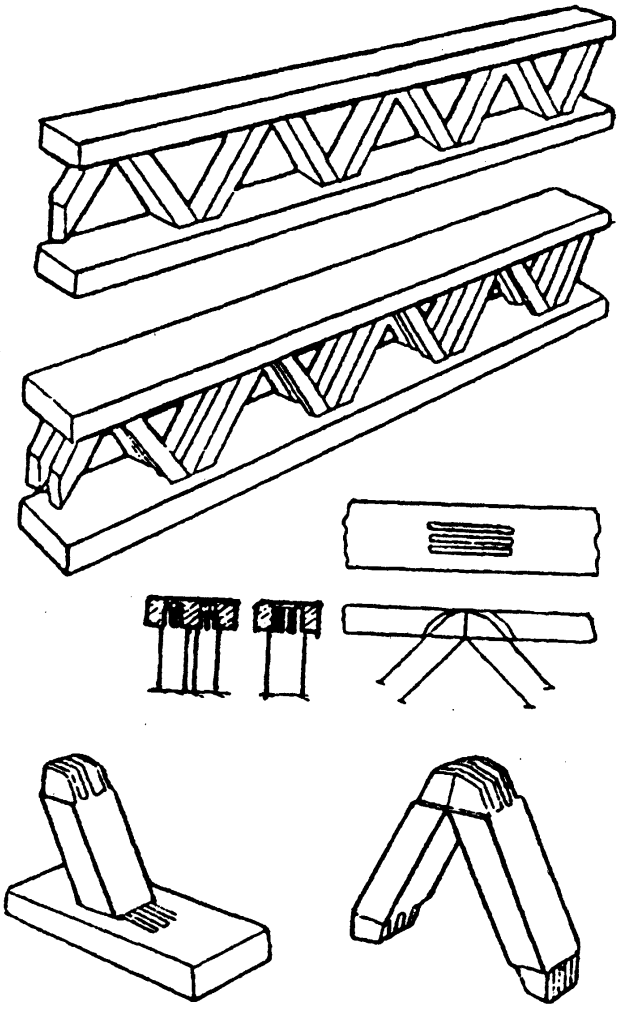


Fig. 5.59. Sisteme de grinzi cu diagonale triunghi încleiate.

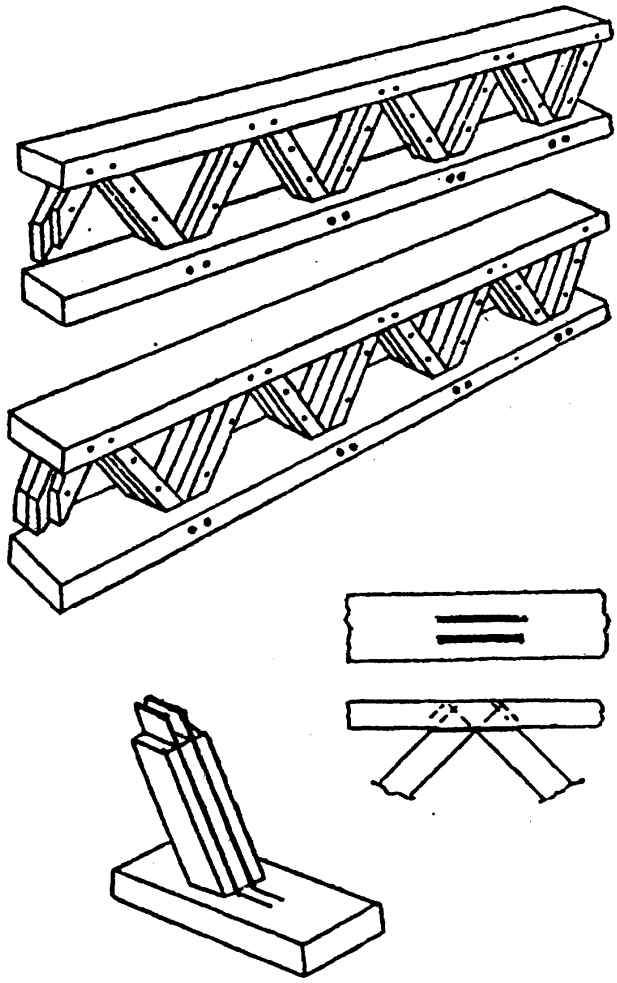
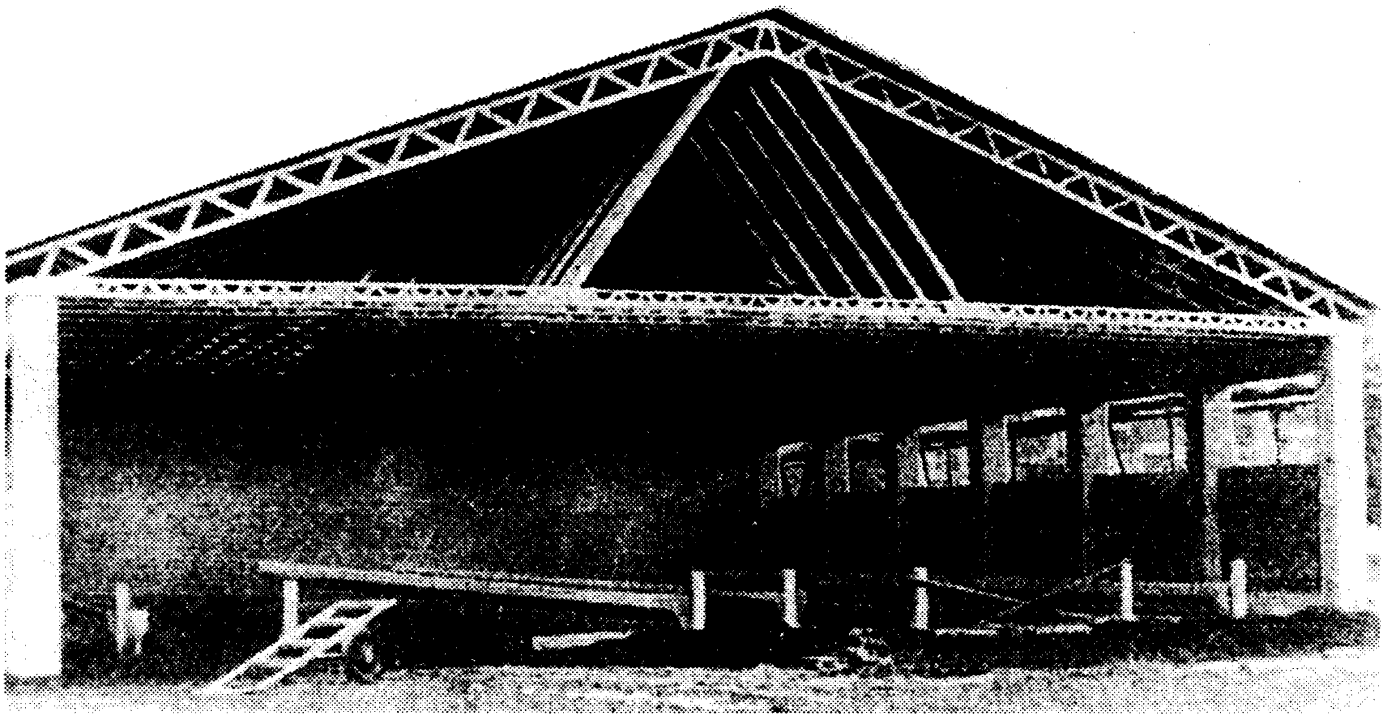


Fig. 5.60. Sisteme de grinzi cu diagonale triunghi îmbinate cu plăcuțe metalice.

lemnos ce se poate realiza prin folosirea unor astfel de sisteme la construcția acoperișurilor față de sistemele obișnuite este de ≈ 40%.



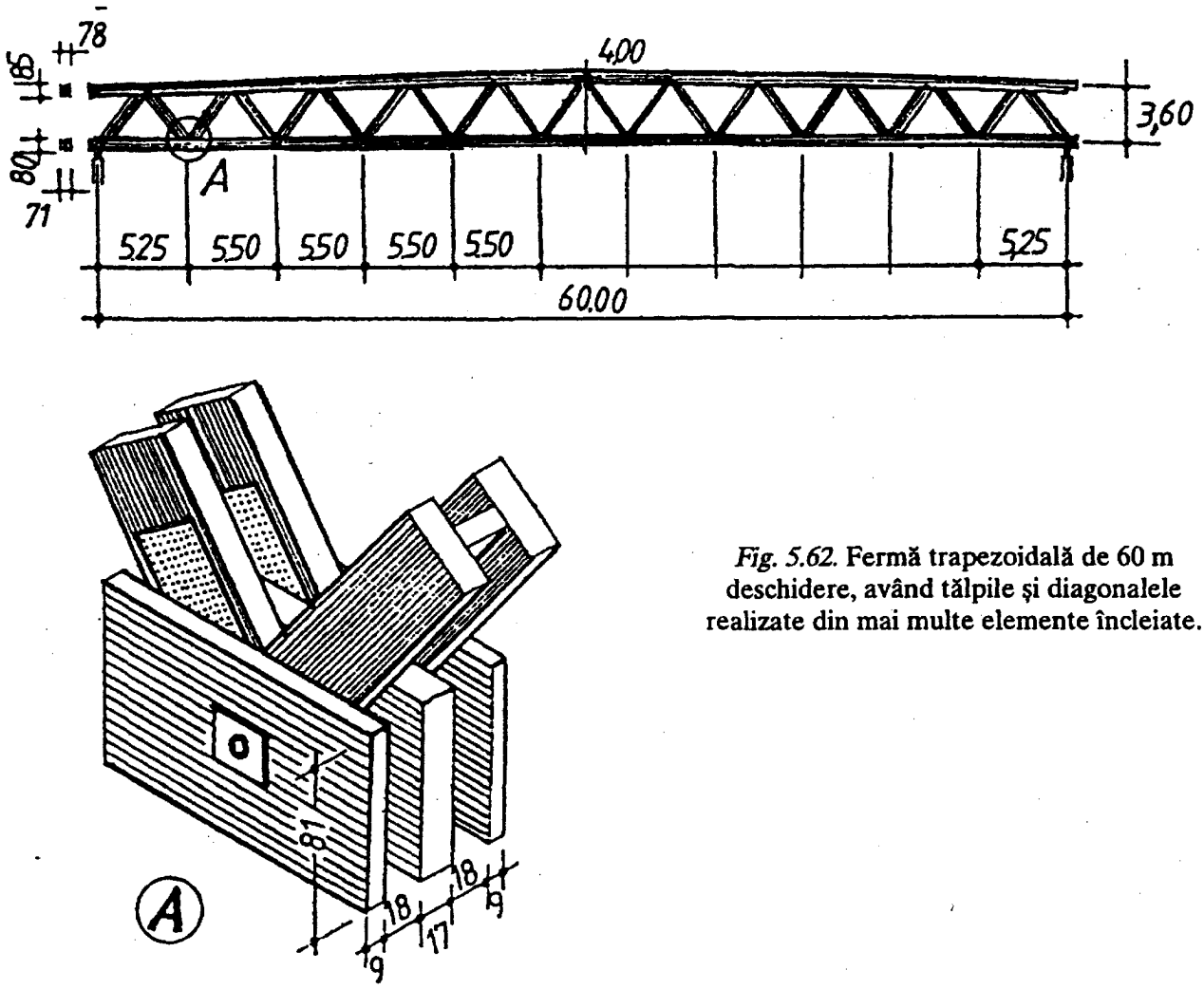


Fig. 5.62. Fermă trapezoidală de 60 m deschidere, având tălpile şi diagonalele realizate din mai multe elemente încleiate.

Pentru acoperirea deschiderilor mari (30–60 m), se folosesc ferme trapezoidale cu diagonale ascendente şi descendente, având tălpile şi zăbrelele alcătuite din două sau trei elemente încleiate. Un exemplu în acest sens îl poate servi ferma trapezoidală de 60 m deschidere (fig. 5.62), la care tălpile sunt realizate din trei grinzi încleiate, iar diagonalele din două elemente încleiate. Prinderea elementelor încleiate în noduri se realizează prin intermediul şuruburilor (buloanelor) şi ecliselor metalice. Ferma propriu-zisă este realizată din două tronsoane prefabricate, care se asamblează pe şantier la mijlocul deschiderii.

5.3. CADRE CU DOUĂ ŞI TREI ARTICULAŢII

5.3.1. DATE GENERALE

Cadrele din lemn sunt elemente portante prin intermediul cărora se poate realiza o varietate mare de tipuri de structuri destinate atât pentru clădiri civile, cât şi pentru construcţii industriale şi agricole, cu caracter definitiv sau provizoriu.

După modul de alcătuire, cadrele de lemn se pot clasifica în cadre cu inimă plină sau cu zăbrele, iar din punctul de vedere al schemei statice, pot fi cu două sau cu trei articulaţii. Cea mai mare răspândire au căpătat cadrele cu trei articulaţii, deoarece sunt mai raţionale în ceea ce priveşte distribuţia eforturilor, mai simple în execuţie şi nu pun probleme deosebite la transport şi montaj.

Particularitatea constructivă a cadrelor, în general, constă în existenţa unui nod rigid în locul de îmbinare a riglei cu stâlpul. În acest caz, momentul încovoietor din nodul rigid reduce momentul încovoietor din rigla cadrului şi, de aceea, cu o structură în cadre se pot acoperi, de obicei, deschideri mai mari decât în cazul utilizării grinzilor. Un alt avantaj al construcţiilor cu structura portantă din cadre constă în faptul că pot prelua încărcările orizontale în planul lor şi pot să asigure stabilitatea clădirii, fără să fie nevoie de încastrarea stâlpilor în fundaţie şi de prevederea unor contravântuiri speciale în pereţii frontali sau transversali.

Avantajele construcţiilor din cadre, arătate mai sus, caracterizează în general construcţiile realizate din cadre de beton armat şi de metal, la care rigiditatea nodurilor din stâlp şi riglă poate fi realizată cu uşurinţă.

În cazul cadrelor de lemn, acest lucru nu poate fi realizat decât parţial, datorită deformării nodurilor şi cedării legăturilor în timp sub acţiunea încărcării, particularitate de care trebuie să se ţină seama în calcul, mai ales în cazul cadrelor cu două articulaţii. De la această regulă fac excepţie cadrele cu trei articulaţii realizate din două semicadre încleiate din pachete de scânduri continue în nod.

Cadrele din lemn se pot realiza într-o varietate mare de forme şi tipuri constructive. Clasificarea lor se poate face în funcţie de destinaţia construcţiei, tipul constructiv şi mărimea deschiderii, natura materialului şi tehnologia de execuţie adoptată etc.

După modul de execuţie se deosebesc următoarele două categorii principale: cadre executate pe şantier, utilizând tehnologii tradiţionale; cadre executate în fabrică sau ateliere specializate, pe bază de tehnologii moderne.

Din prima categorie fac parte: cadre-sistem cu contrafişe; cadre-ferme; cadre cu inimă plină din scânduri încucişate bătute în cuie.

Din cea de a doua categorie fac parte cadrele prefabricate din lemn încleiat.

5.3.2. SISTEME TRADIŢIONALE

Cadre-sistem cu contrafişe. Acestea fac parte din soluţiile constructive tradiţionale, bazate pe utilizarea lemnului brut. Particularitatea constructivă a unui cadru-sistem cu contrafişe constă în faptul că se realizează din bare drepte (stâlpi şi rigle), care se rigidizează în sens transversal printr-un sistem de contrafişe.

Cadre-sistem cu contrafişe se pot utiliza cu multă eficienţă la construcţii industriale şi agricole cu caracter provizoriu (magazii, şoproane etc.). Avantajul principal al structurilor din cadre-sistem cu contrafişe constă în simplitatea execuţiei

Din varietatea mare de tipuri constructive, cele mai indicate sunt sistemele cu două, trei sau cu mai multe deschideri, la care contrafişele se dispun la 1/3 din deschiderea riglelor (fig. 5.63). Contrafişele sistemului, în general, se dispun sub unghiuri diferite. Din considerente de ordin constructiv, se recomandă pentru unghiurile de îmbinare a contrafişelor marginale şi intermediare următoarele valori:

$$\alpha \approx 45°; \quad \beta \approx 40°; \quad \gamma \approx 30°; \quad \delta \approx 35°.$$

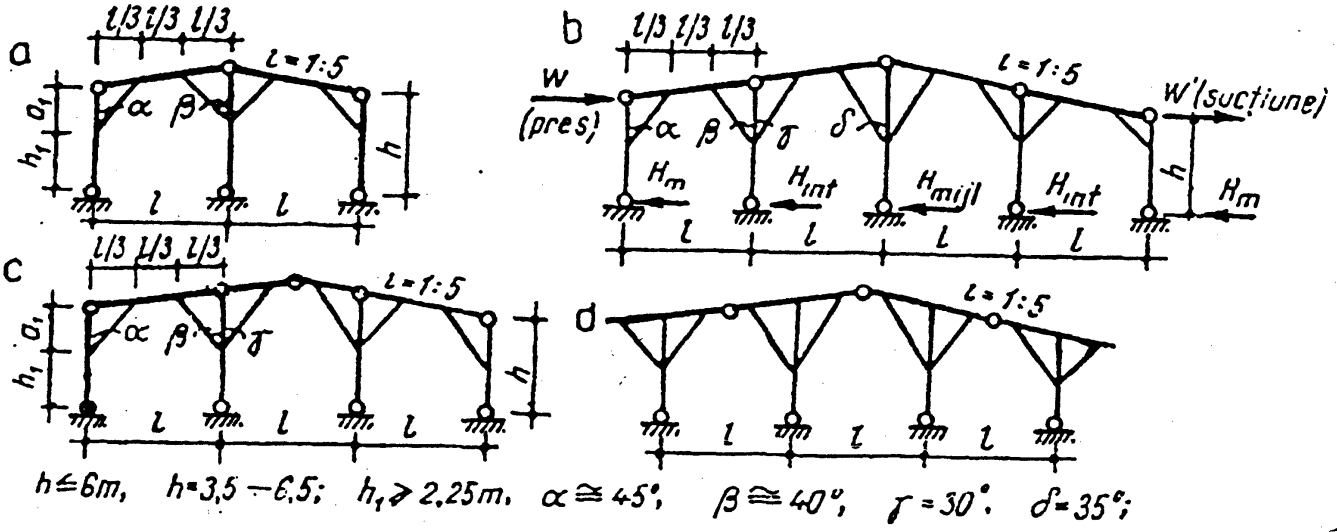


Fig. 5.63. Schemele de bază ale sistemelor cu contrafişe.

Sistemele cu contrafişe se realizează de obicei cu deschideri egale.

Mărimea deschiderii se stabileşte în funcţie de dimensiunile şi sortimentul materialului lemnos utilizat pentru realizarea riglelor. În cazul în care se utilizează lemnul brut, de provenienţă locală, deschiderea nu depăşeşte, de obicei, 6 m.

Înnădirea riglelor se face în funcţie de schema statică adoptată, de obicei în dreptul stâlpilor sau în apropierea contrafişelor, la 1/4–1/5 din deschiderea dintre contrafişe. Sistemul cu contrafişe se poate realiza cu stâlpi articulaţi sau încastraţi în fundaţie.

Îmbinarea stâlpilor şi riglelor cu contrafişele sistemului se realizează, de obicei, prin chertare frontală şi cu legături de siguranţă din metal (cuie, şuruburi, scoabe etc.).

Cadrele-sistem cu contrafişe se dimensionează sau se verifică pentru gruparea cea mai defavorabilă de încărcări permanente şi temporare provenite din zăpadă (simetrică şi asimetrică) şi acţiunea vântului (presiune şi sucţiune).

Calculul static al unui sistem cu contrafişe se face, de obicei, prin metode simplificate, deoarece comportarea sistemului cu contrafişe este influenţată de o serie de factori (inexactităţi în execuţie, deformaţii datorită contragerii lemnului etc.), ale căror efecte sunt greu de apreciat.

Un exemplu de cadru-sistem cu contrafişe, executat din lemn rotund cu trei deschideri de 6 m, este prezentat în fig. 5.64.

Cadre-ferme. Acestea fac parte din categoria structurilor tradiţionale cu caracter provizoriu. Ele se realizează de obicei cu două articulaţii, având rigla formată din grinzi cu inimă plină (din scânduri încrucişate bătute în cuie, din placaje îmbinate prin

încleiere etc.)sau din grinzi cu zăbrele de tip dulgheresc (fig. 5.65). Aceste tipuri de cadre se utilizează, de regulă, la realizarea construcțiilor ușoare de tip șopron și pot servi pentru adăpostirea unor utilaje și instalații sau pentru depozitarea materialelor și materiilor prime.

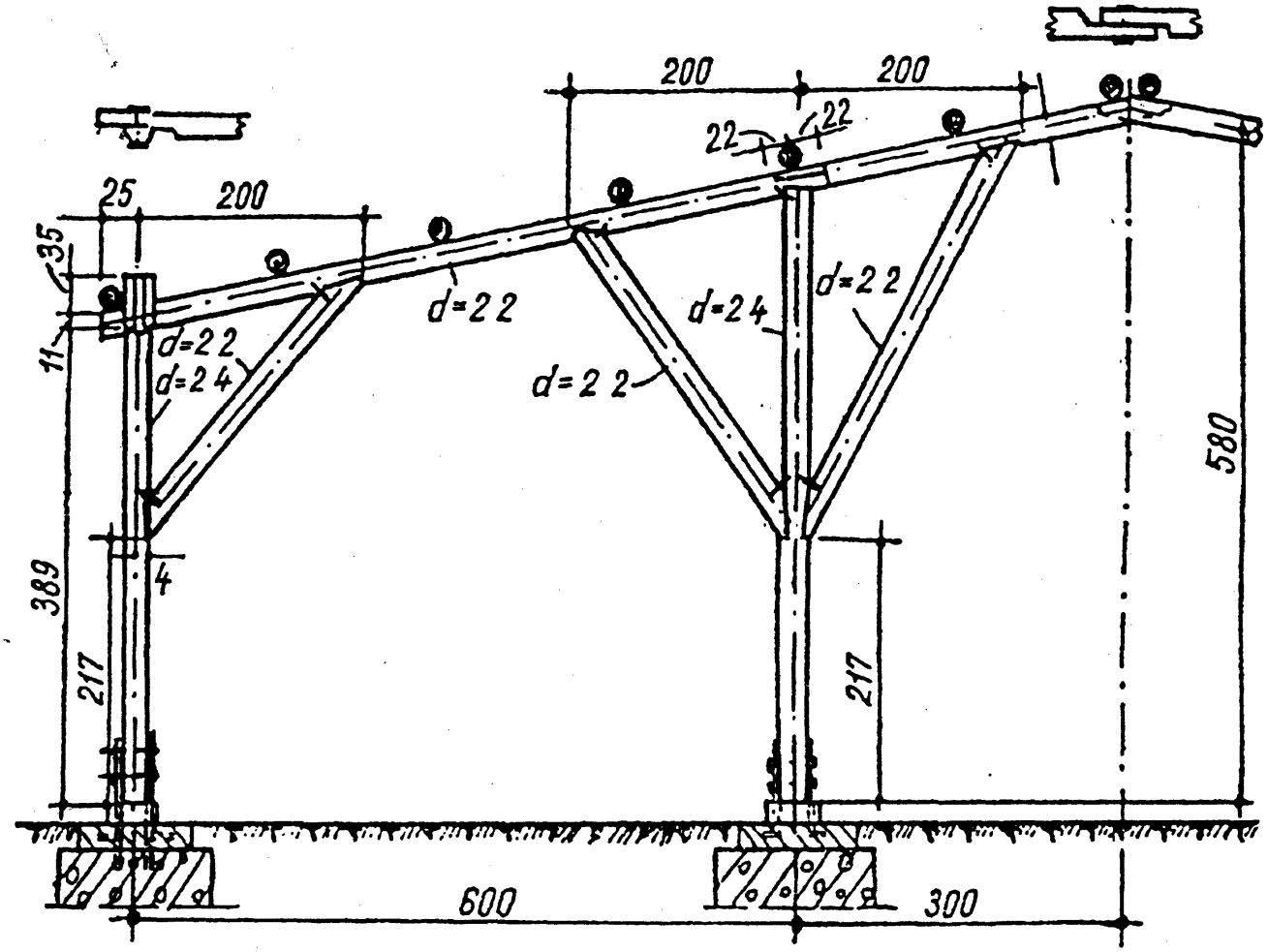


Fig. 5.64. Construcția unui cadru-sistem trapezoidal cu contrafișe.

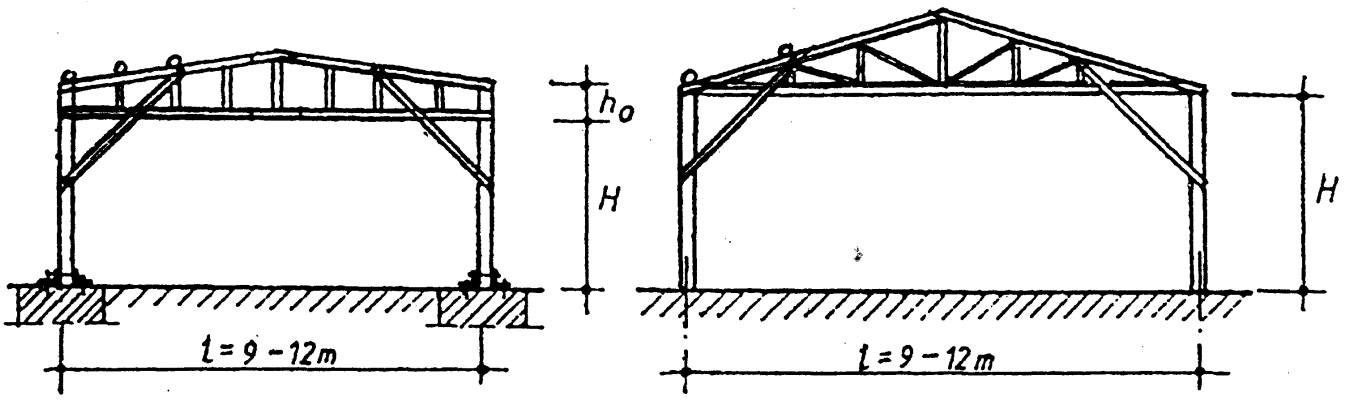


Fig. 5.65. Cadre-ferme alcătuite din grinzi cu inimă plină sau din grinzi cu zăbrele dulgherești.

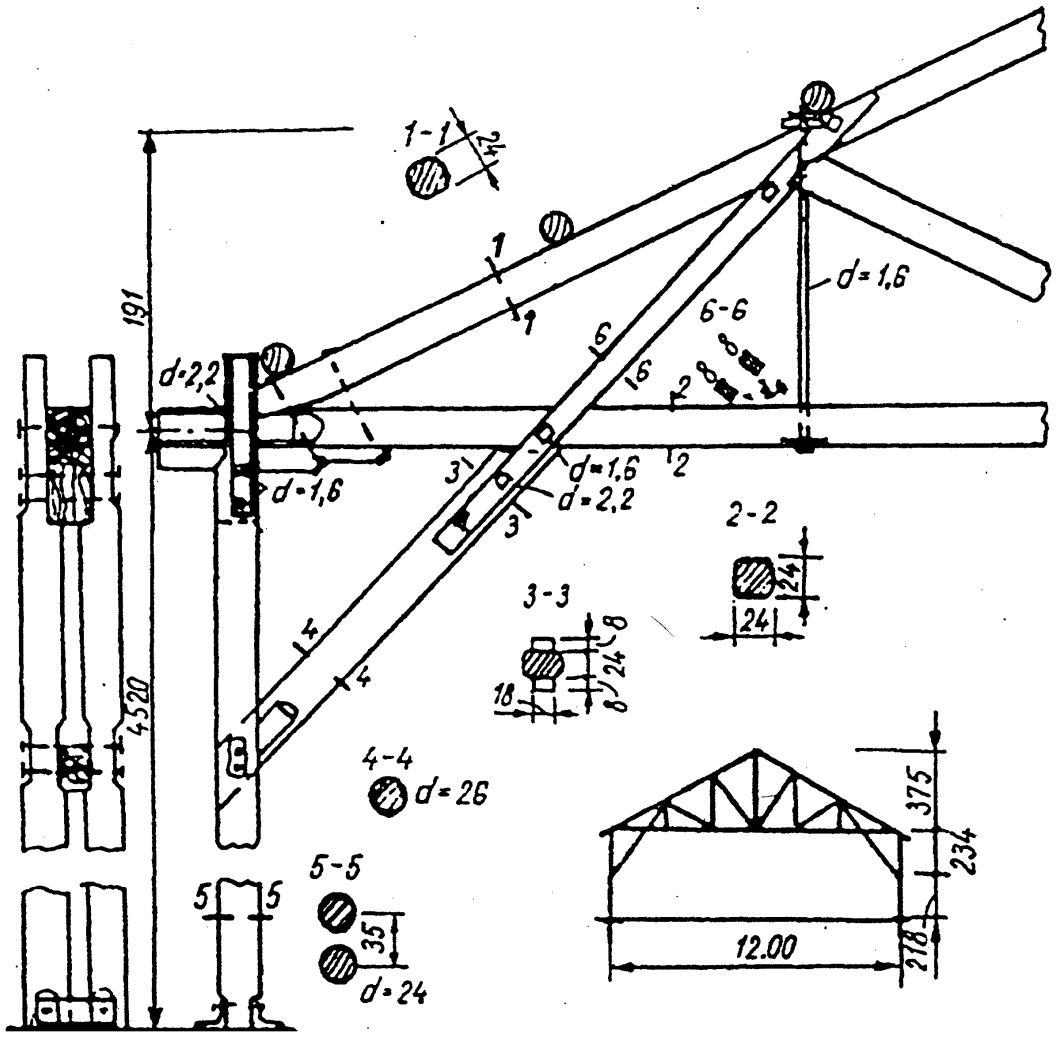
În cazul cadrelor cu două articulații alcătuite din stâlpi și grinzi cu inima plină sau cu zăbrele, stabilitatea transversală se asigură, în general, prin prevederea contrafișelor în zona de îmbinare a riglei cu stâlpii cadrului. Contrafișele se dispun de obicei

Cadrele-ferme cu două articulaţii ca sisteme static nedeterminate se calculează ţinând seama de influenţa cedării legăturilor, respectiv de modul de deformare generală a riglei (fermei) sub acţiunea încărcărilor. În urma studiilor efectuate s-a constatat că, la cadrele cu riglă în formă de grindă cu zăbrele, datorită unei deformări reduse, valoarea împingerii în contrafişe nu se modifică decât într-o măsură mică (6–8%), pe când la cele cu riglă în formă de grindă cu inimă din scânduri încrucişate bătute în cuie, cedarea legăturilor influenţează în foarte mare măsură distribuţia eforturilor, ducând la o creştere importantă a împingerii (până la 60%).

Având în vedere că momentul de inerţie al riglei (fermei) este foarte mare în comparaţie cu momentul de inerţie al stâlpilor, calculul fermei se face în ipoteza rezemării simple pe stâlpi, fără a ţine seama de efectul de descărcare a contrafişei. Dimensionarea stâlpilor şi a contrafişelor se face la eforturi determinate din condiţia de cadru.

Cadre-ferme cu două articulaţii se pot utiliza pentru deschideri de 9 până la maximum 15 m. În fig. 5.66 este prezentată schema generală şi detaliile constructive caracteristice pentru un cadru-fermă cu două articulaţii de 12 m deschidere, realizat în varianta cu riglă în formă de grindă cu zăbrele.

În cazul unor construcţii de tip şopron deschise, sunt indicate ferme-cadre cu trei articulaţii, executate din lemn rotund de provenienţă locală. Cu asemenea cadre se pot acoperi, în condiţii avantajoase, deschideri de 15 până la 18 m.



În fig. 5.67 se arată construcţia unui astfel de cadru cu trei articulaţii, având deschiderea centrală de 12 m şi două console de 3 m. Pentru acest sistem de cadre apare constructivă îmbinarea elementelor comprimate din nodul *A*, care se realizează sub forma unei îmbinări frontale cu trei suprafeţe de strivire. Diagonala întinsă se prinde în nod cu ajutorul unui jug metalic. Pentru preîntâmpinarea pierderii stabilităţii cadrului în sens transversal, nodul *A* se prevede cu contravântuiri, rigidizări în formă de diagonală continuă, fixată de talpa superioară şi în articulaţia de reazem a cadrului.

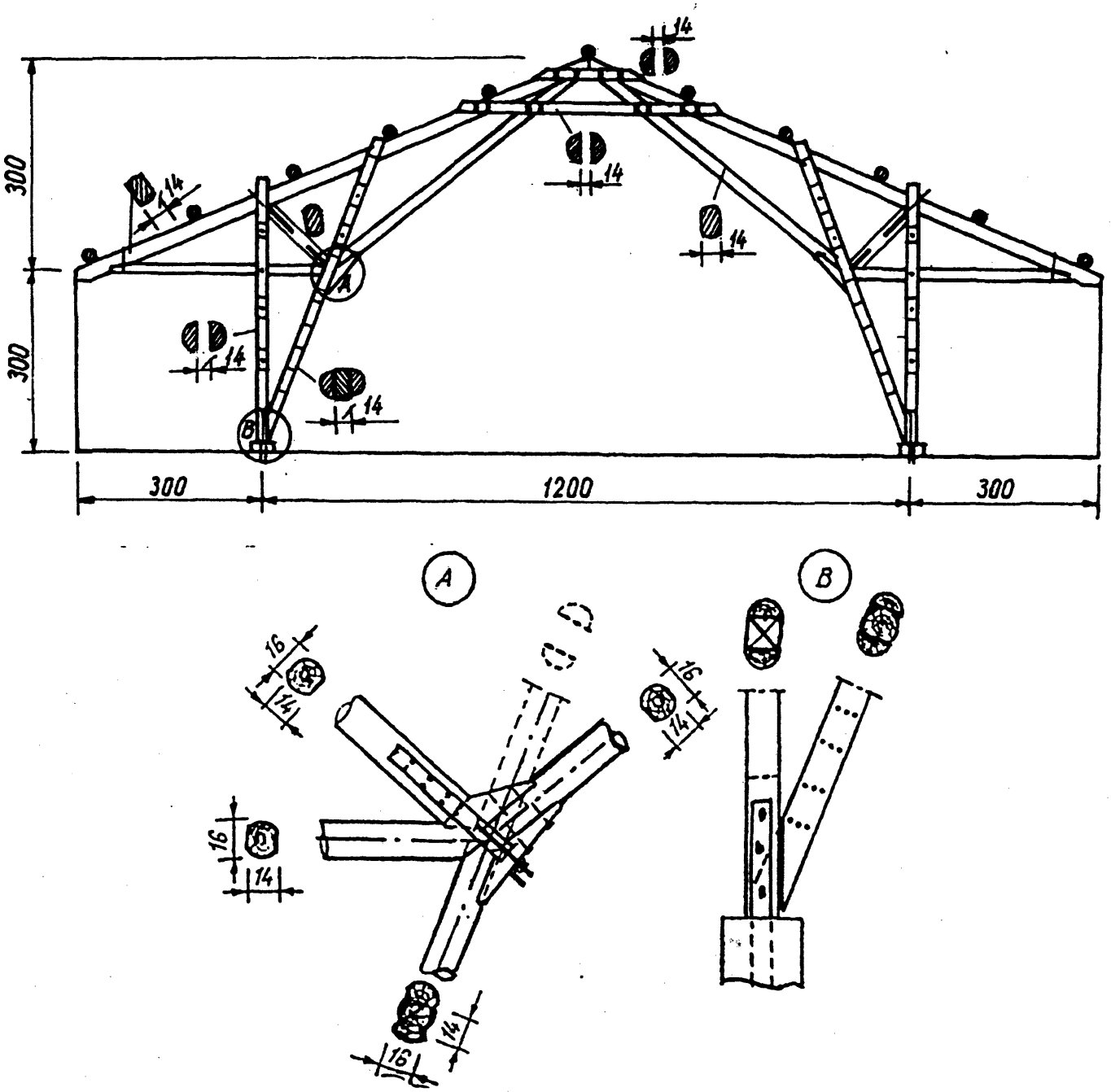


Fig. 5.67. Cadru-fermă cu trei articulaţii, de 12 m deschidere.

Cadre cu inima plină din scânduri încrucişate bătute în cuie. Cadre de lemn cu inimă plină din scânduri încrucişate bătute în cuie se pot executa cu două articulaţii

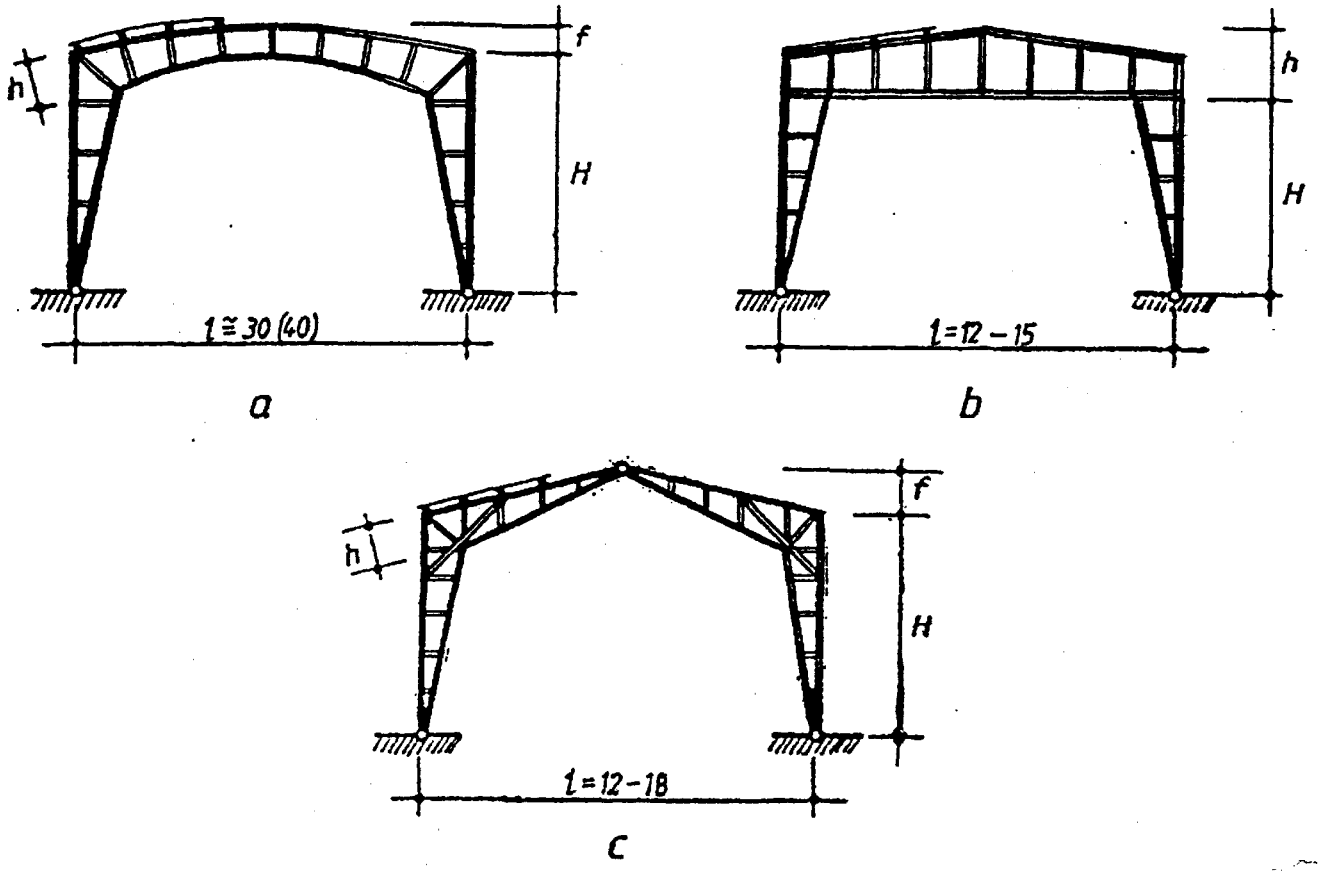


Fig. 5.68. Tipuri de bază ale cadrelor de lemn cu inimă plină din scânduri încrucişate: *a*; *b* – cu două articulaţii; *c* – cu trei articulaţii.

Cadrele cu două articulaţii se pot realiza cu rigla dreaptă sau curbă, având momentul de inerţie variabil. Din punct de vedere tehnico-economic, sunt mai avantajoase cadrele cu rigla curbă. Cu astfel de cadre se pot acoperi deschideri cuprinse între 12 şi 15 m. Inconvenientele sistemului de cadru cu două articulaţii constau în dificultăţile legate de manipulare şi montaj, datorită rigidităţii reduse în sens transversal pe planul lor. Din punct de vedere constructiv, cadrele cu două articulaţii se realizează în mod asemănător cu grinzile cu inima din scânduri încrucişate bătute în cuie, cu deosebire că în acest caz intervine problema realizării nodului rigid în zona de îmbinare a riglei cu stâlpul cadrului.

Cadrele cu trei articulaţii se realizează din două semicadre identice, care se asamblează la montaj. Cu ajutorul lor se pot acoperi deschideri de 12–18 m.

Cadrele cu inima din scânduri încrucişate bătute în cuie, datorită dezavantajelor pe care le prezintă din punct de vedere tehnic şi constructiv (consumul mare de manoperă şi material lemnos de calitate superioară, rigiditate redusă în timp sub acţiunea încărcărilor etc.), se consideră soluţii constructive depăşite. Utilizarea lor poate fi justificată numai la construcţii cu caracter provizoriu.

Cadrele cu inimă din scânduri încrucişate bătute în cuie se calculează, din punct de vedere static, pentru gruparea de încărcări (verticale şi orizontale) cea mai defavorabilă.

În cazul cadrelor cu trei articulaţii, o atenţie deosebită trebuie acordată ipotezelor de încărcare asimetrică provenită din acţiunea vântului şi zăpezii pe jumătate din deschidere. În această ipoteză de încărcare, apar în porţiunile comprimate ale tălpilor inferioare (interioare) eforturi de compresiune mari, care pot duce la pierderea

stabilității nodului (fig: 5.69). Pentru asigurarea stabilității nodului în planul normal pe planul cadrului, structurile din cadre trebuie prevăzute cu contravântuiri spațiale de rigidizare, care se amplasează, de regulă, în punctul de jos al nodului rigid, unde se întâlnesc cele trei elemente puternic comprimate.

Calculul cadrelor cu inimă din scânduri încrucișate bătute în cuie sau din placaj de construcție se face după regulile generale ale mecanicii construcțiilor. Pentru simplificarea calculelor, este indicat ca determinarea eforturilor să se facă în raport cu axa tălpii superioare.

Stabilirea solicitărilor se face în ipoteza că eforturile normale din încovoiere sunt preluate numai de tălpi, iar cele de alunecare de inimă. Nodul rigid se calculează fără a ține seama de aportul inimii, presupunându-l ca un sistem de bare articulate, compus din tălpile riglei, respectiv ale stâlpului și diagonala mediană comprimată, care unește cele două tălpi (fig. 5.69).

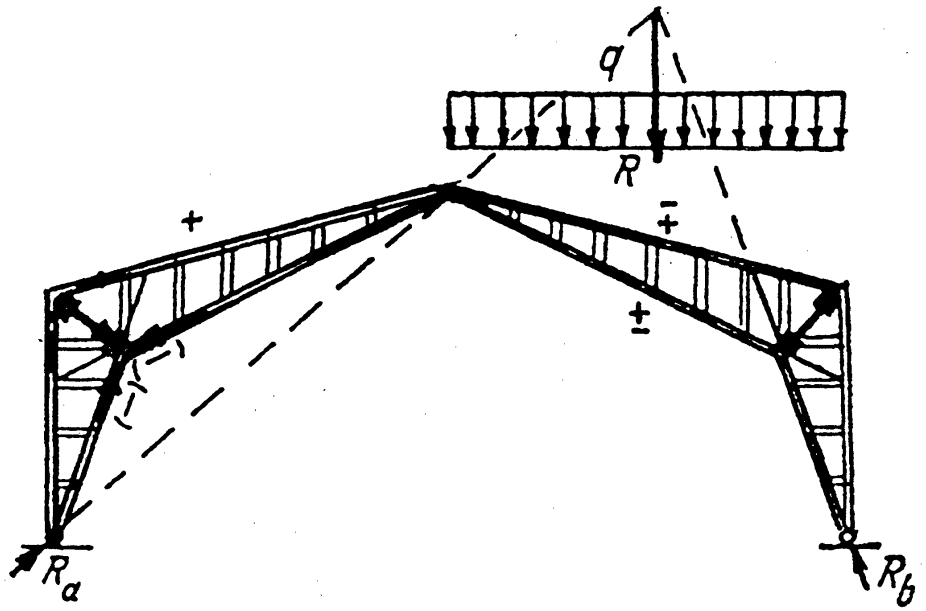


Fig. 5.69. Schema de lucru a cadrelor cu trei articulații.

Efortul de întindere din talpa superioară provenit din momentul de încastrare din nod ($N_s = M/h_0$) este preluat de eclisele metalice prinse de tălpi cu ajutorul cuielor sau al șuruburilor de lemn. Talpa inferioară comprimată se prevede, de regulă, cu un dulap orizontal pentru mărirea rigidității în planul normal pe planul cadrului.

5.3.3. SISTEME MODERNE

Pentru înlăturarea neajunsurilor pe care le prezintă din punct de vedere constructiv și tehnico-economic sistemele de cadre tradiționale (consumul de manoperă pe șantier ridicat, capacitatea portantă și rigiditatea reduse etc.), în ultima perioadă s-a trecut în mai multe țări dezvoltate la realizarea pe cale industrială și aplicarea în practică a sistemelor moderne din lemn încleiat.

În contextul actualei crize energetice, construcțiile moderne din lemn încleiat, executate din elemente tipizate de mare serie, reprezintă soluții actuale și de perspectivă.

Prin cadre moderne de lemn se înțeleg sistemele constructive realizate din elemente prefabricate, încleiate, bazate pe o execuție mecanizată în fabrici sau ateliere specializate, cu grad ridicat de industrializare.

Cadrele din lemn încleiat constituie în etapa actuală una dintre soluțiile constructive care se aplică cu multă eficientă. atât la realizarea construcțiilor social-

Cadrele din lemn încleiat se caracterizează, în general, printr-o rigiditate și capacitate portantă ridicate. În condiții normale de exploatare, durabilitatea construcțiilor din cadre încleiate este de asemenea ridicată, fără a necesita cheltuieli suplimentare de întreținere.

Cadrele moderne din lemn încleiat se pot realiza într-o varietate mare de forme și tipuri constructive, în funcție de destinație, mărimea deschiderii și de cerințele funcționale. Cu toată varietatea mare de forme și tipuri constructive, din punct de vedere al schemei statice, cadrele din lemn încleiat pot fi cu două sau cu trei articulații.

Cu cadre din lemn încleiat se pot acoperi deschideri variind, în general, de la 12 la 30 m, iar în multe cazuri se ajunge la 45 m.

Cadre cu trei articulații. Datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă din punct de vedere constructiv și tehnico-economic, cadrele încleiate cu trei articulații au căpătat o extindere mare în ultima perioadă. Ele se aplică cu multă eficiență, atât în construcții social-culturale, cât și la cele cu caracter industrial și agrozootehnic.

Cadrele încleiate cu trei articulații se pot realiza într-o varietate mare de tipuri constructive, atât în ceea ce privește alcătuirea secțiunii transversale cât și în ceea ce privește realizarea semicadrelor (fig. 5.70).

Dintre tipurile constructive frecvent întâlnite la construcțiile inginerești din diferite țări (S.U.A., Germania, Anglia, Rusia etc.), se pot menționa:

– cadre cu trei articulații, alcătuite din semicadre realizate dintr-un singur prefabricat încleiat din pachete de scânduri (fig. 5. 70, *a*);

– cadre cu trei articulații, alcătuite din semicadre realizate din două sau mai multe elemente prefabricate încleiate (fig. 5.70, *b, c, d).*

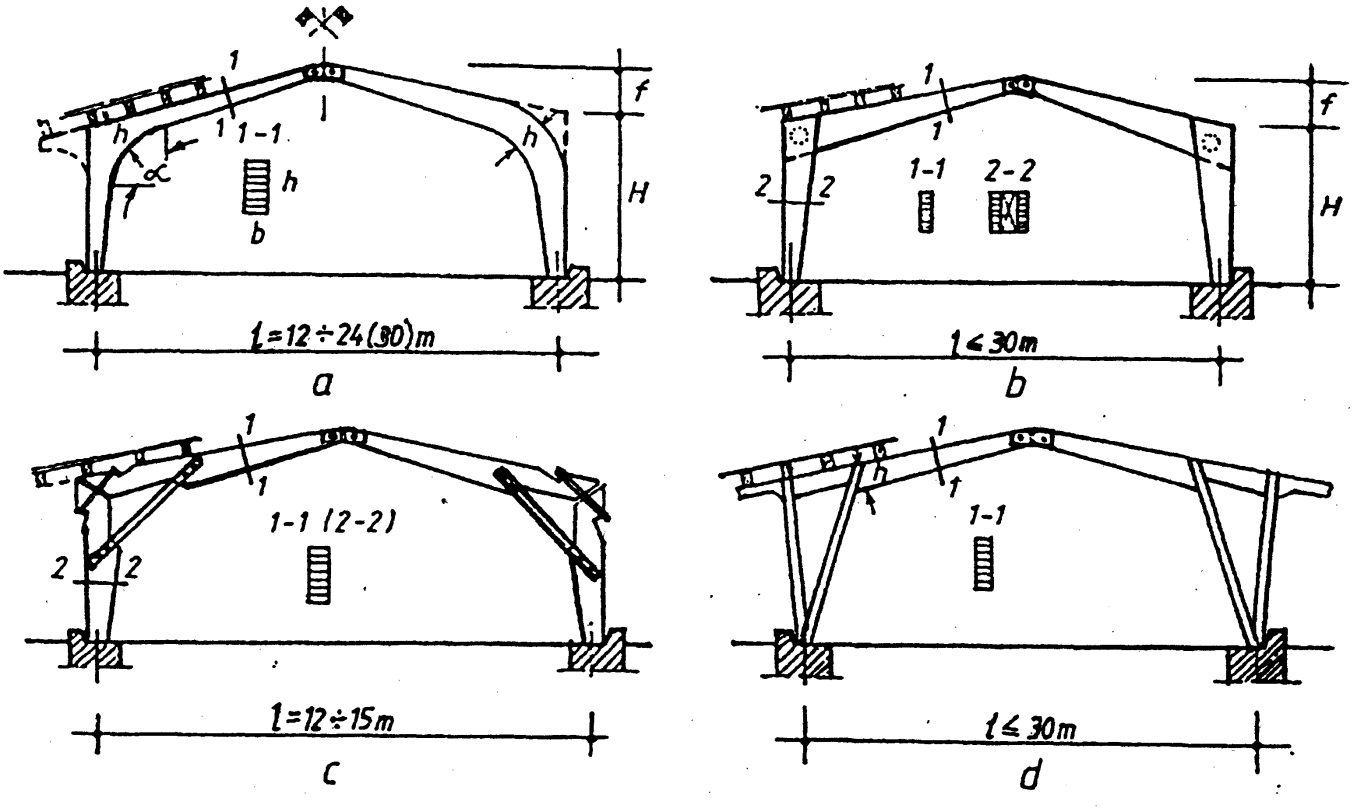


Fig. 5.70. Principalele tipuri de cadre încleiate cu trei articulații:

Cadrele cu trei articulații alcătuite cu semicadre formate dintr-un singur prefabricat monolit se pretează, în general, la construcții cu deschideri relativ mari. Datorită continuității care se realizează în zona de îmbinare a stâlpului cu rigla cadrului, cu acest tip de cadre se pot acoperi, în condiții avantajoase, construcții cu deschideri de la 20 până la ≈ 60 m.

Cadrele cu trei articulații având semicadrele alcătuite din două sau mai multe elemente prefabricate din pachete de scânduri încleiate, sunt indicate pentru construcții industriale sau agricole având deschideri de 12 până la 20(25) m.

Semicadrele se realizează de obicei cu moment de inerție variabil, având înălțimea maximă în nod și minimă în articulații. Înălțimea secțiunii se stabilește din condiția de rigiditate și rezistență, ținând seama de mărimea deschiderii, modul de realizare a nodului, mărimea și natura solicitărilor.

Din condiția de rigiditate se impune ca înălțimea secțiunii transversale h, în nod, la solicitările din încovoiere maxime, să fie mai mare sau cel puțin egală cu $1/35\ l$ l fiind deschiderea cadrului.

La realizarea secțiunii semicadrului, înălțimea secțiunii la reazem trebuie să fie $\geq 0{,}4\ h$, iar la cheie $> 1{,}25\ b$; b este lățimea secțiunii transversale.

Variabilitatea înălțimii secțiunii se realizează prin reducerea treptată a numărului de scânduri din pachet.

În cazul cadrelor cu noduri rigide (fig. 5.70, *a*), continuitatea dintre stâlpii și rigla cadrului se realizează prin curbarea scândurilor, la execuție, după un arc de cerc a cărui lungime S se determină pentru unghiul la centru $\alpha = 76°$, respectând o anumită rază minimă admisă.

Mărimea razei de curbură R se stabilește în funcție de grosimea scândurilor utilizate la realizarea semicadrelor, cu relația:

$$R_{min} \geq (150...200)a,$$

în care a este grosimea scândurilor, în cm.

La realizarea semicadrelor, o atenție deosebită trebuie acordată sortării materialului pe calități (I, II și III) și alcătuirii secțiunilor caracterisitice (*1–1*; *2–2*; *3–3*), respectând regulile și principiile generale privind executarea elementelor încleiate solicitate la încovoiere sau la încovoiere cu compresiune (fig. 5.71).

Structurile din cadre încleiate cu trei articulații alcătuite din două prefabricate (semicadre) cu noduri rigide, realizate pe cale industrială în fabrici sau ateliere specializate, se bucură de o utilizare tot mai largă peste hotare. În fig. 5.72 este ilustrat interiorul unei săli de gimnastică de 19,5 m deschidere (S. U. A.), iar în fig. 5.73 se prezintă o hală pentru industria chimică, de 22,5 m deschidere (Anglia).

În cazul deschiderilor mari este indicat să se utilizeze cadre cu moment de inerție variabil, având riglă curbă.

Calculul cadrelor încleiate cu noduri rigide se face în ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare, cu sarcini permanente și temporare de lungă și scurtă

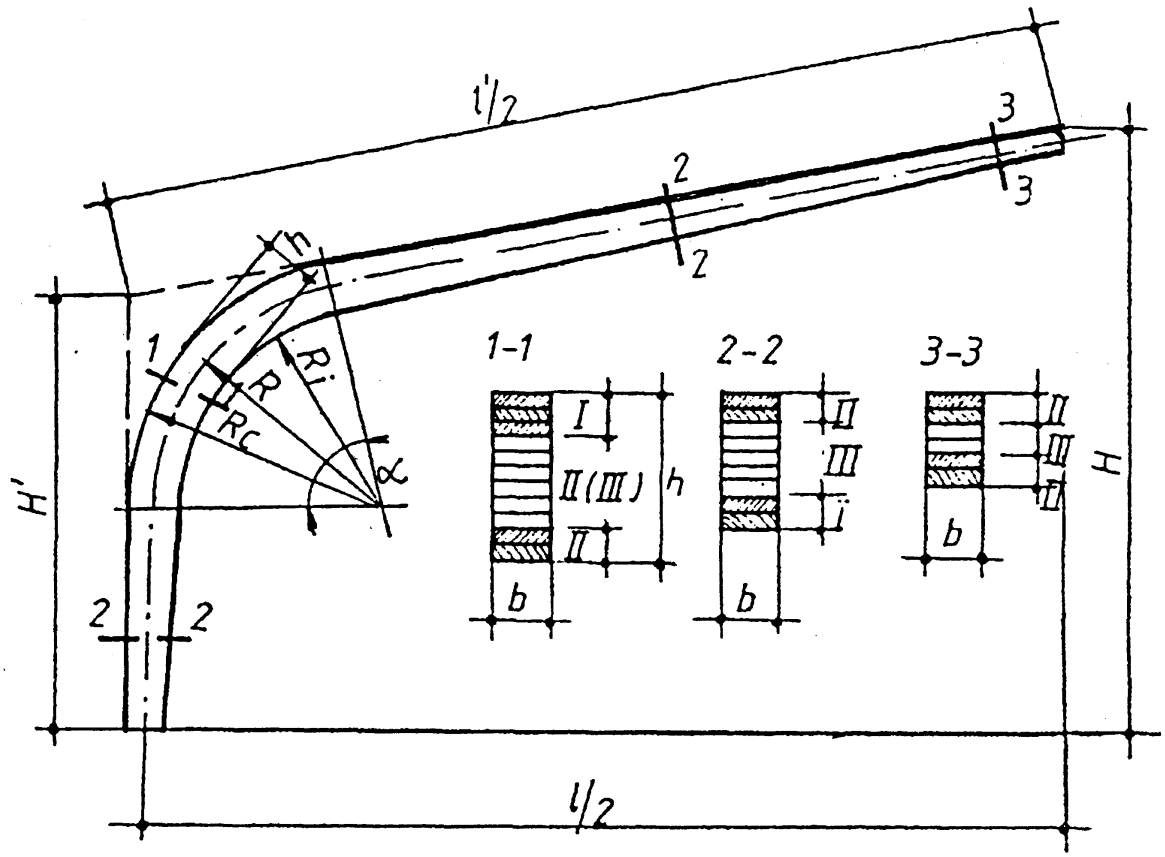
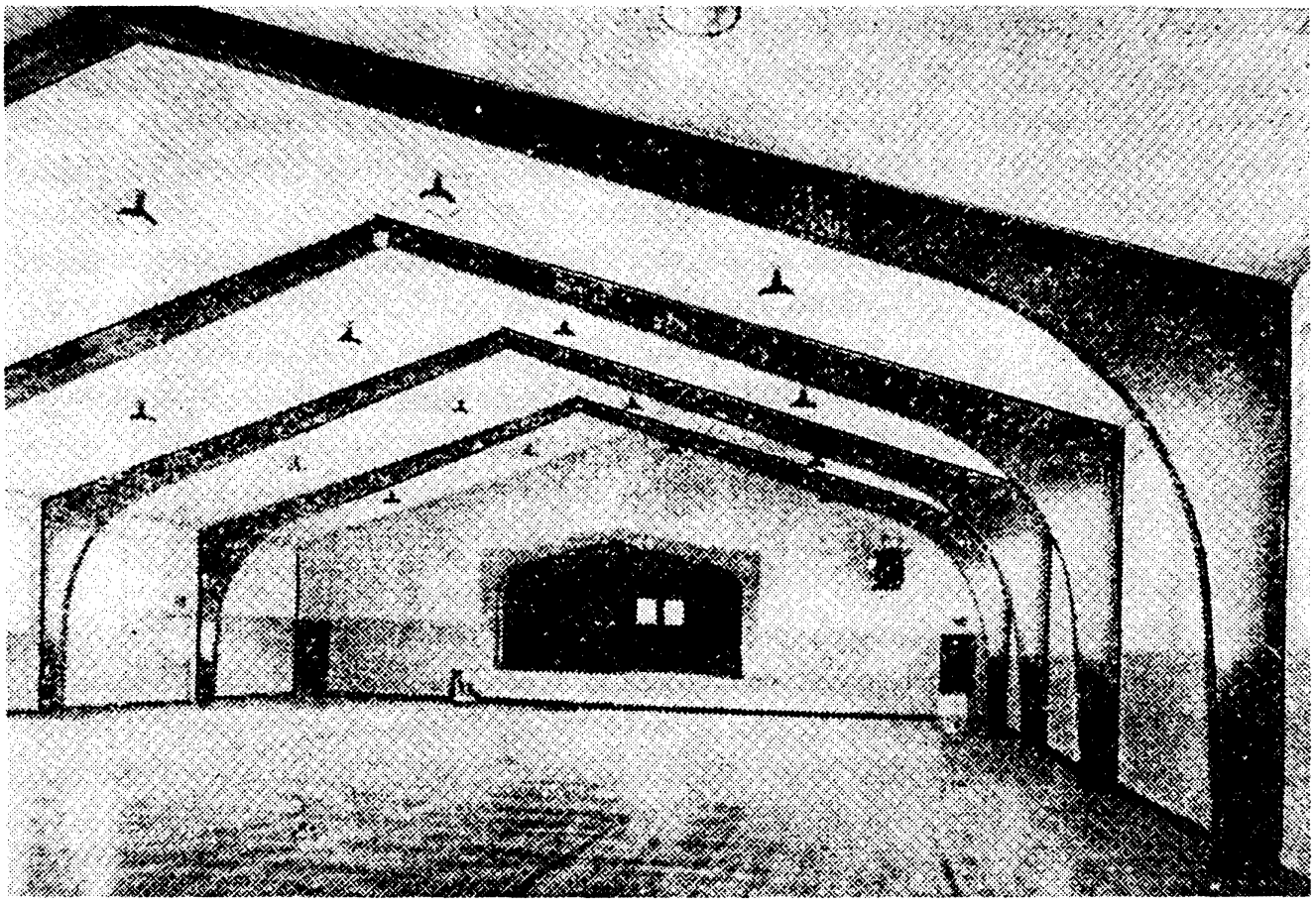


Fig. 5.71. Realizarea semicadrelor încleiate în funcție de calitatea materialului.



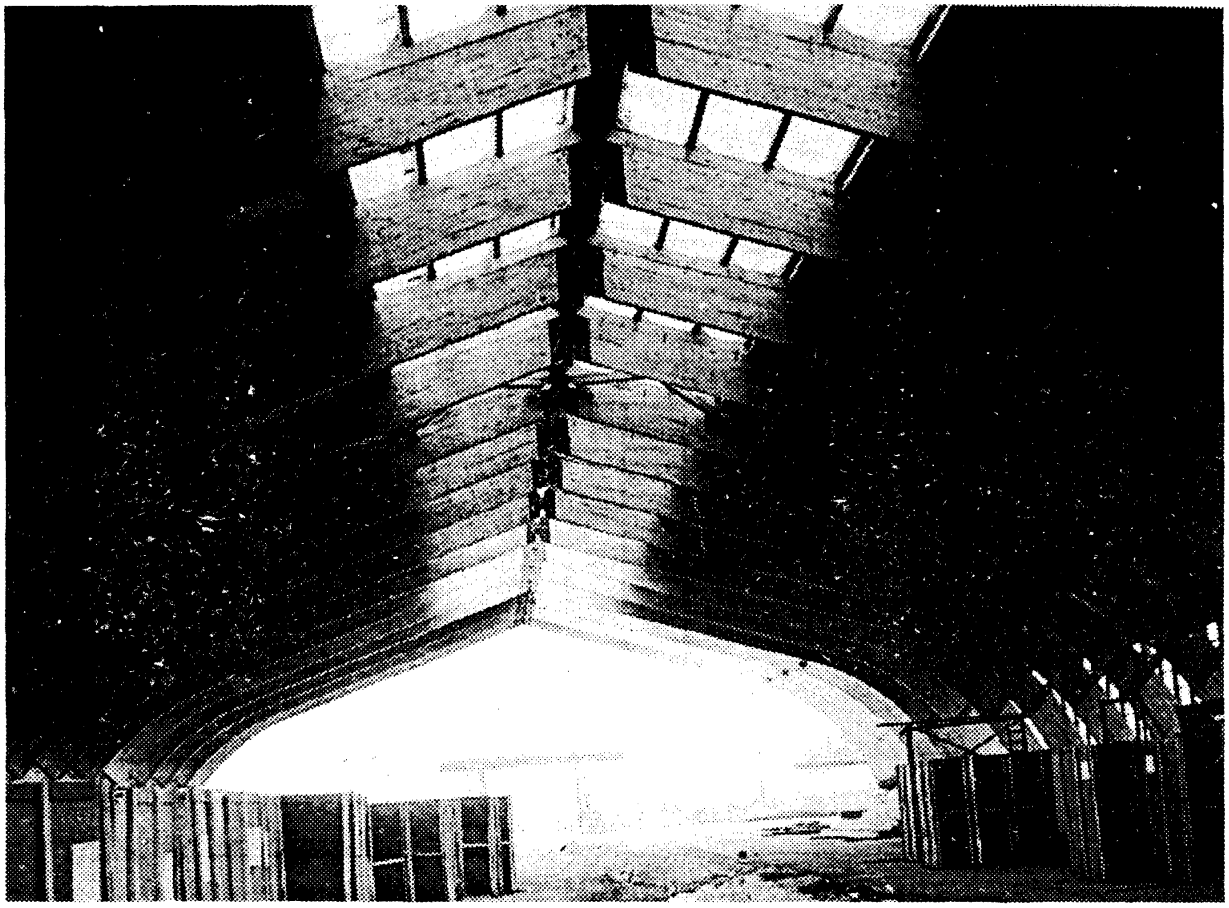


Fig. 5.73. Hală pentru industria chimică, de 22,5 m deschidere (Anglia).

Verificarea eforturilor unitare normale în secţiunile caracterisitice se face la compresiune cu încovoiere, astfel:

$$\sigma = N/A + M/\xi W_n k_w \le \sigma_{ai}\left(R_i\right), \tag{5.49}$$

unde: N; M reprezintă forţa axială şi momentul încovoietor în secţiunea de calcul;

A_n; W_n – aria şi modulul de rezistenţă în secţiunea de calcul;

k_w – coeficientul de corecţie care se stabileşte în funcţie de raportul h/b;

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100}\frac{N}{A\sigma_{ac}\left(R_c\right)}.$$

Coeficientul de zvelteţe λ se determină cu relaţia:

$$\lambda = l_{calc}/0{,}289h_{med},$$

în care: l_{calc} este lungimea de calcul, care se ia egală cu 0,7 sau 0,5 din lungimea cadrului, în functie de încărcare (simetrică sau nesimetrică):

Rosturile încleiate se verifică la lunecare cu relaţia:

$$\tau = QS / \xi I b k_f \leq \tau_{ad}\left(R_f\right), \tag{5.50}$$

în care: Q este forţa tăietoare;
$S; I$ – momentul static şi momentul de inerţie;
b – lăţimea secţiunii;
k_f – coeficientul de corecţie care ţine seama de eventualele porţiuni neîncleiate ($k_f = 0{,}6$).

În zona curbată, în care solicitarea din încovoiere este mare, este necesar să se verifice şi efortul unitar de întindere în fibrele marginale σ_t şi de strivire transversală σ_{tr}, cu relaţiile:

$$\sigma_t = \frac{M}{W_n}\left(1+\frac{1}{2\beta}\right) \leq \sigma_{at}\left(R_t\right); \tag{5.51}$$

$$\sigma_{tr} = \frac{M}{W_n}\frac{1}{4\beta} \leq \sigma_{as,90}\left(R_{s,90}\right), \tag{5.52}$$

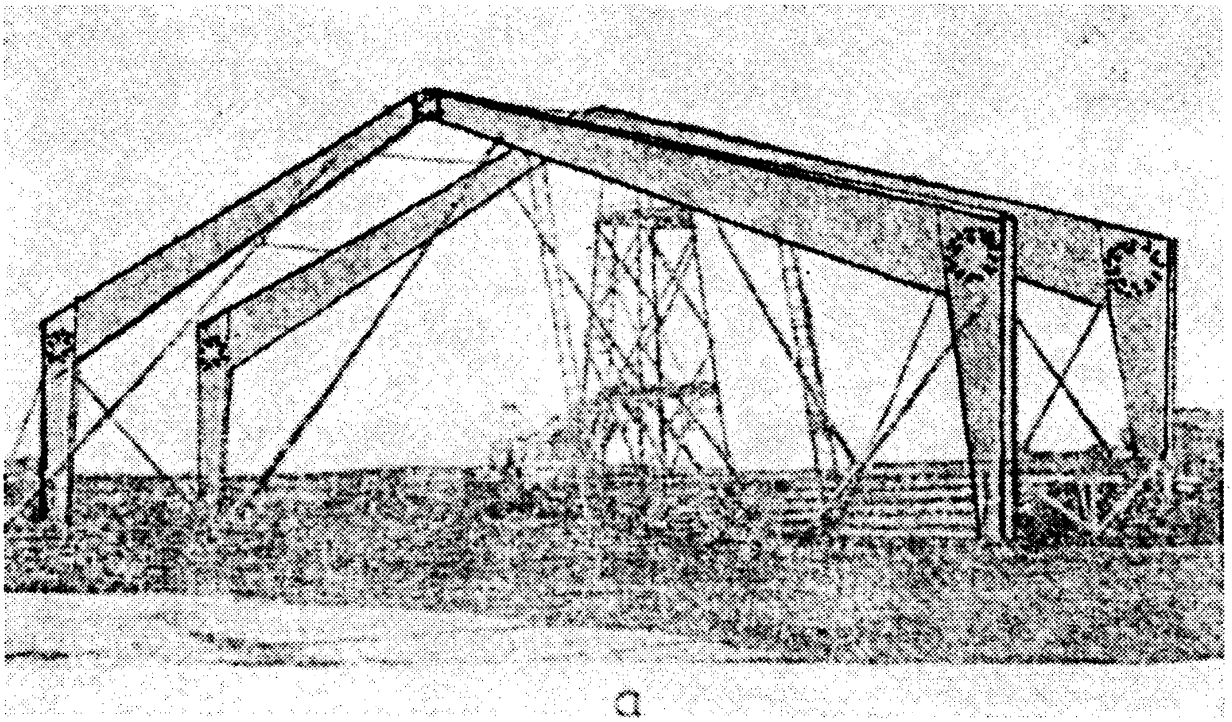
în care: β este raportul dintre raza de curbură R şi înălţimea secţiunii h în zona curbată.

Datorită dificultăţilor pe care le prezintă cadrele cu trei articulaţii, realizate din semicadre curbe, îndeosebi în ceea ce priveşte tehnologia de execuţie, manipularea şi transportul, în ultima perioadă au început să fie folosite în practică, cu mult succes, cadre cu trei articulaţii asamblate pe şantier din două sau mai multe tronsoane prefabricate, drepte. Realizarea separată a stâlpilor şi a riglelor simplifică în mare măsură tehnologia de execuţie, manipularea şi transportul prefabricatelor, motiv pentru care la construcţiile cu deschideri relativ mici (10–20 m), acest gen de cadre reprezintă o soluţie eficientă (fig. 5.74, 5.75 şi 5.76).

În fig. 5.74 se prezintă schema şi detaliul de execuţie a nodului de îmbinare dintre stâlp şi riglă pentru un cadru cu trei articulaţii, de 21,5 m deschidere, cu rezolvări constructive mai deosebite atât în ceea ce priveşte modul de realizare a stâlpilor, cât şi a modului de realizare a îmbinării dintre stâlpi şi şi riglă.

În figurile 5.75 şi 5.76 sunt prezentate schemele de calcul şi construcţia pentru cadre cu trei articulaţii de tip fermă de 15 şi 10 m deschidere, alcătuite din elemente încleiate cu moment de inerţie variabil. În primul caz, îmbinarea dintre stâlpi şi rigle se realizează prin intermediul unei diagonale solicitate la compresiune şi al unui jug metalic supus la întindere, iar în cel de-al doilea caz, prin realizarea stâlpilor în formă de V.

În cazul deschiderilor mai mici (9–15 m), se pot utiliza cu rezultate foarte bune cadrele încleiate, din tronsoane prefabricate din lemn lamelat încleiat. În funcţie de mărimea deschiderii, prefabricatele se pot realiza cu moment de inerţie constant sau variabil (fig. 5.76).



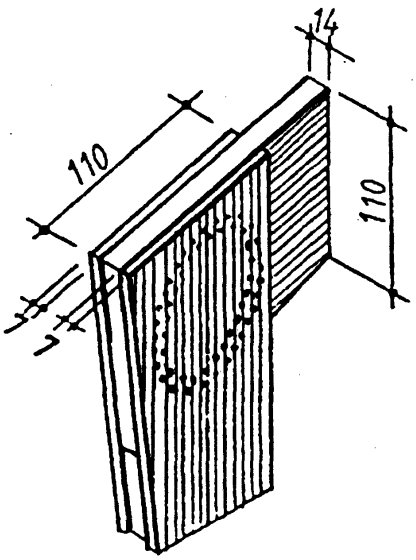
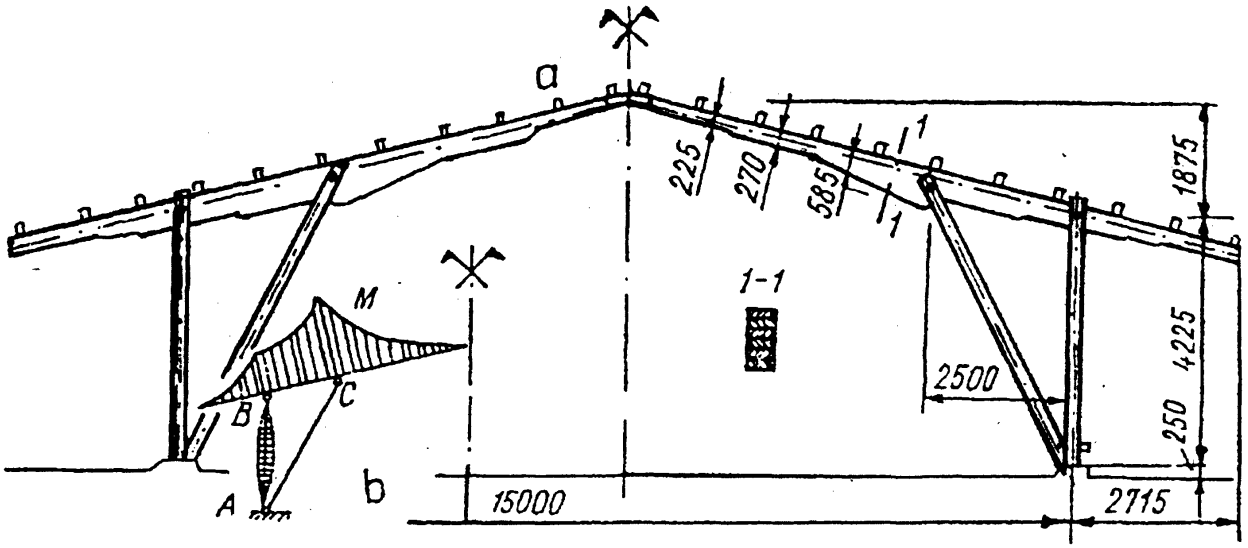


Fig. 5.74. Schema constructivă a unui cadru cu trei articulații, de 21,5 m deschidere, și detaliu de execuție a nodului de îmbinare dintre stâlp și riglă.



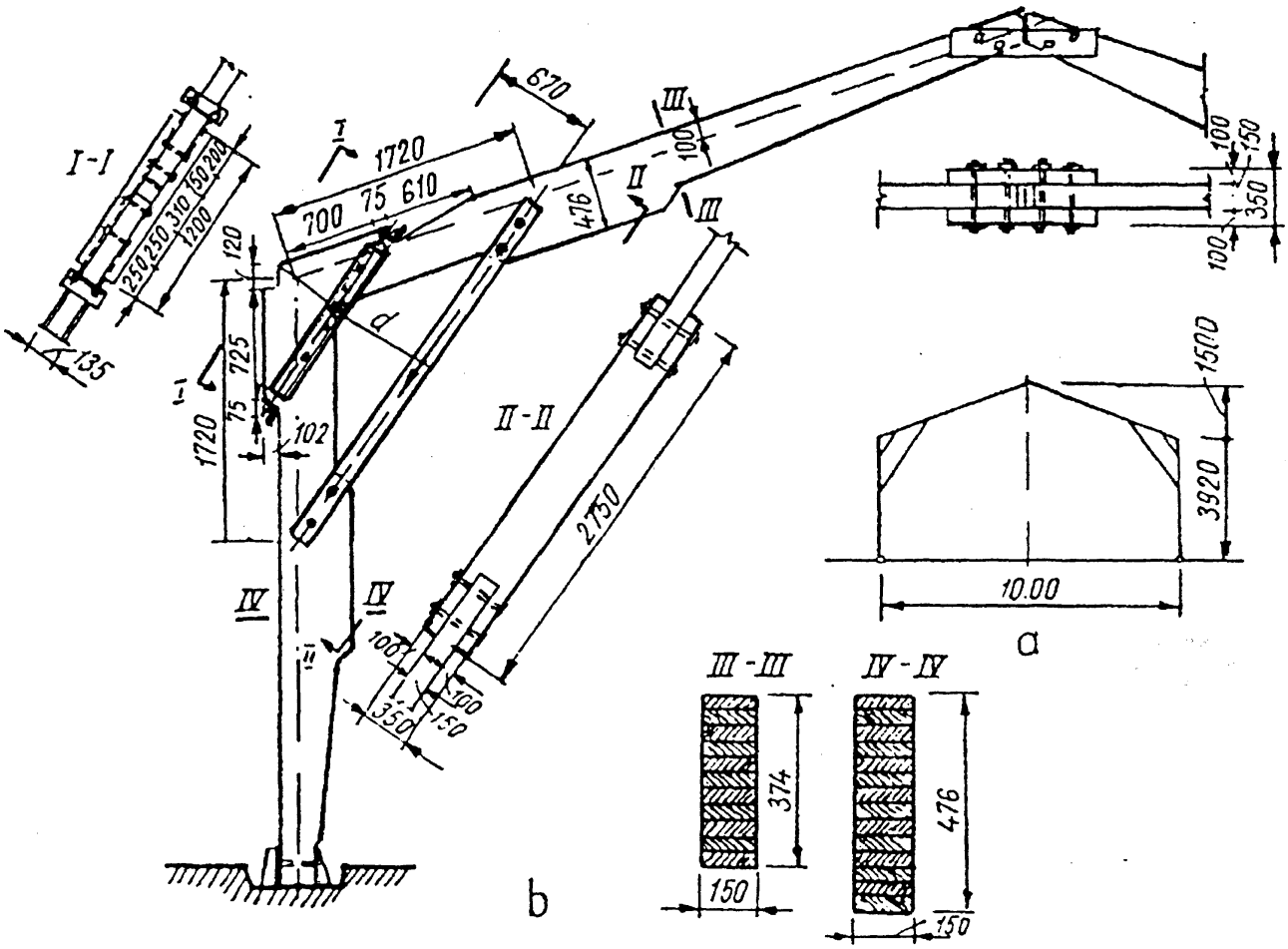


Fig. 5.76. Construcția unui cadru cu trei articulații, din două tipuri de prefabricate încleiate.

Cadre din lemn încleiat cu două articulații. Datorită complicațiilor de manipulare, transport și montaj, cadrele cu două articulații nu au căpătat o extindere prea mare în practică.

Dintre variantele constructive care au început să se aplice din ce în ce mai mult și cu rezultate foarte bune, fac parte cadrele tip fermă modernizate, la care ferma sau rigla este realizată din grinzi încleiate sau cu inima din scânduri încrucișate, având rigla dreaptă sau curbă cu moment de inerție variabil (fig. 5.77).

Cadrele cu două articulații de tip fermă (fig. 5.77, *a*; *b*) se pot utiliza pentru realizarea construcțiilor cu caracter social-cultural sau industrial, având deschideri de 12 până la maximum 25 m.

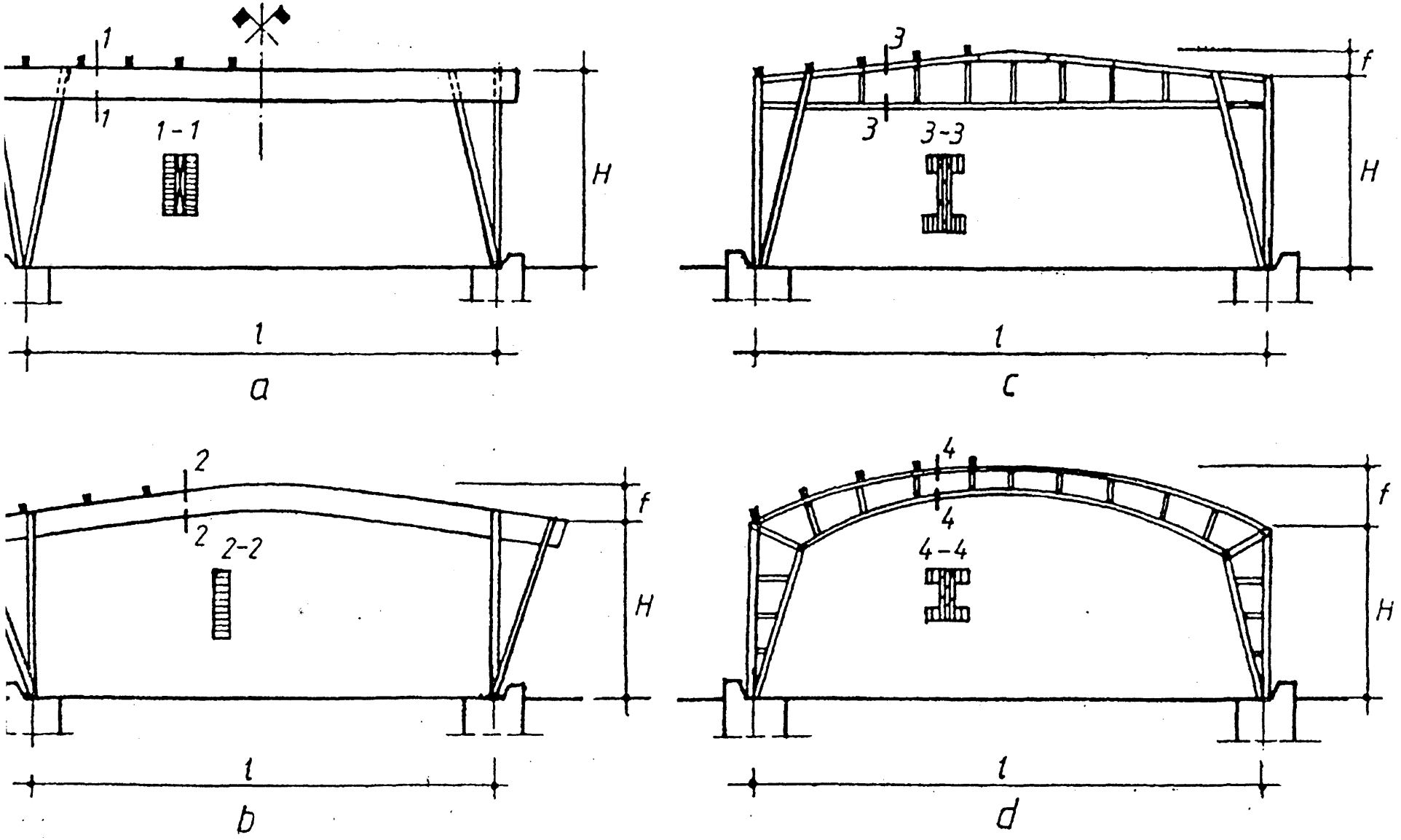
În raport cu mărimea deschiderii, rigla cadrului se poate realiza din una sau două grinzi încleiate dispuse alăturat.

Stâlpii cadrelor se realizează, de obicei, din una sau mai multe elemente din lemn ecarisat.

Îmbinarea elementelor stâlpilor cu grinzile încleiate care alcătuiesc rigla cadrului se realizează cu ajutorul șuruburilor și dornurilor.

Numărul legăturilor se determină din calcul, în funcție de mărimea reacțiunii, diametrul tijei și numărul secțiunilor de lucru (forfecare).

Eforturile din barele sistemului se determină pentru gruparea cea mai defavorabilă de încărcări verticale și orizontale, în ipoteza că rigla cadrului este continuă în noduri, iar prinderea riglei de elementele stâlpilor apare sub forma unor



7.77. Principalele tipuri de cadre încleiate: *a; b* – de tip fermă cu riglă din grinzi încleiate drepte, respectiv curbe; *c; d* – cadre încleiate cu inima din scânduri încrucișate, cu riglă în două pante, respectiv curbă.

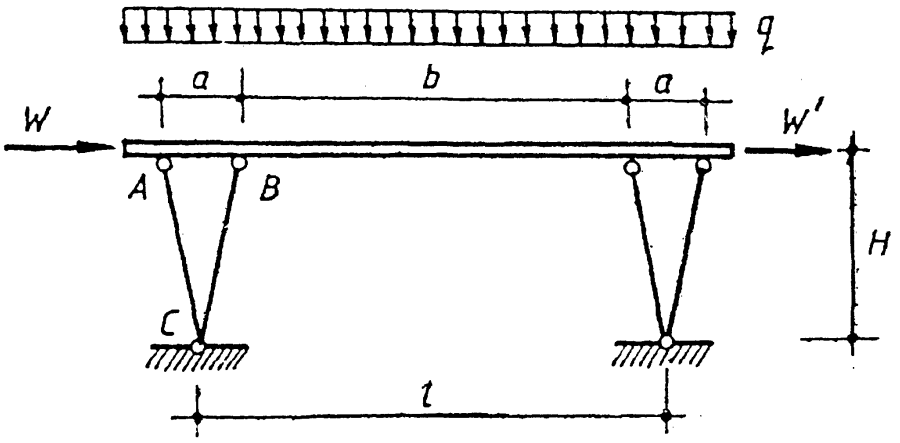


Fig. 5.78. Schema statică pentru calculul cadrelor cu două articulații la acțiunea încărcărilor verticale și orizontale.

Structurile din cadre cu două articulații de tip fermă se pretează la rezolvări constructive și arhitecturale deosebit de variate. Pentru exemplificare, în fig. 5.79 sunt prezentate două dintre variantele constructive mai semnificative.

Realizarea structurilor din cadre cu două articulații, având riglele din grinzi încleiate, drepte sau curbe, nu pune probleme deosebite din punct de vedere tehnic și constructiv, acestea caracterizându-se în general prin simplitatea execuției, atât în ceea ce privește elementele componente, cât și în ceea ce privește structura în ansamblu.

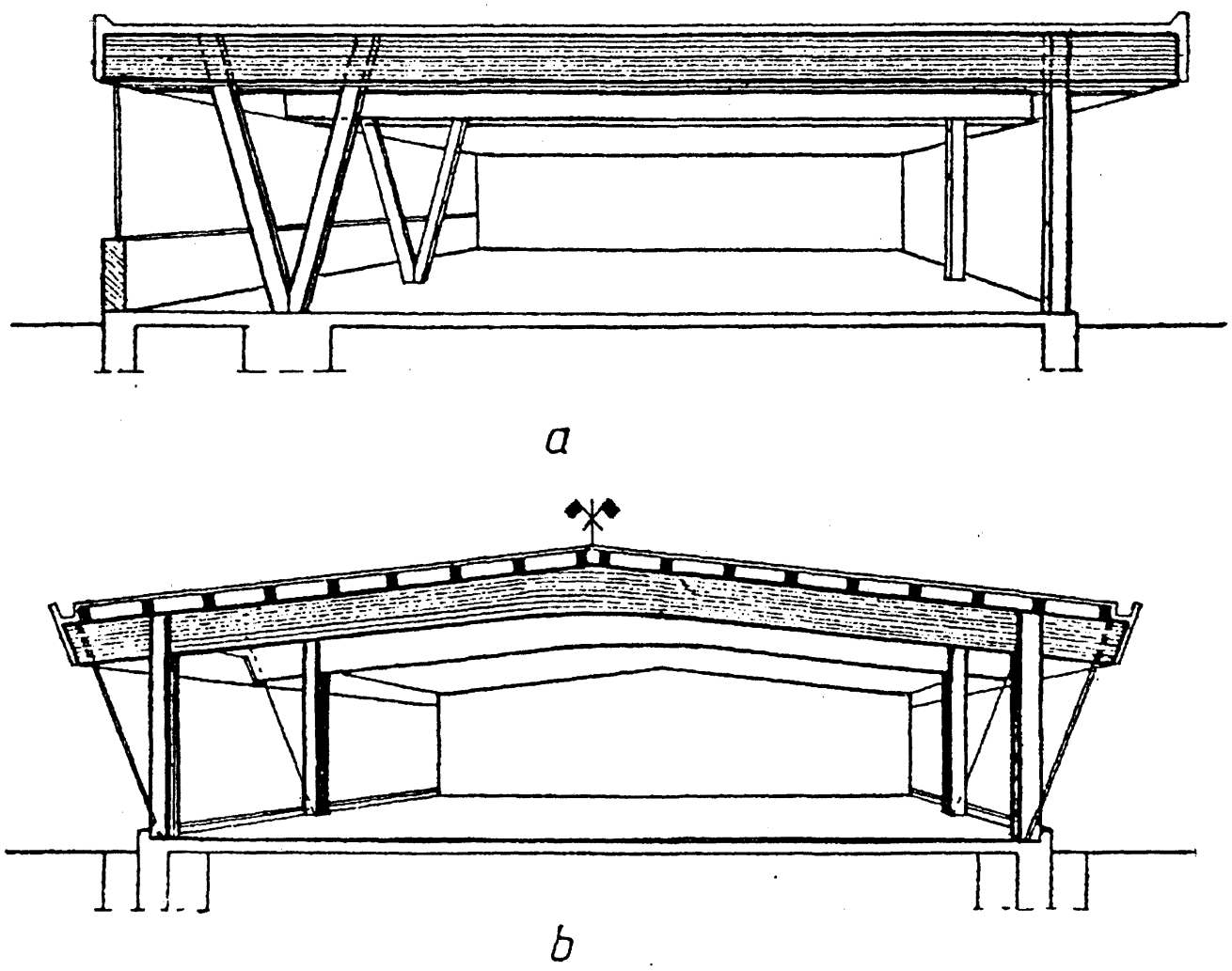


Fig. 5.79. Structuri în cadre de tip fermă, cu două articulații având rigla formată din grinzi încleiate

Cadrele încleiate cu inimă din scânduri încrucişate, având riglă dreaptă sau curbă cu moment de inerţie variabil (fig. 5.77, *c*; *d*), sunt indicate în general pentru realizarea construcţiilor civile şi industriale cu deschideri mari (l = 30–40 m).

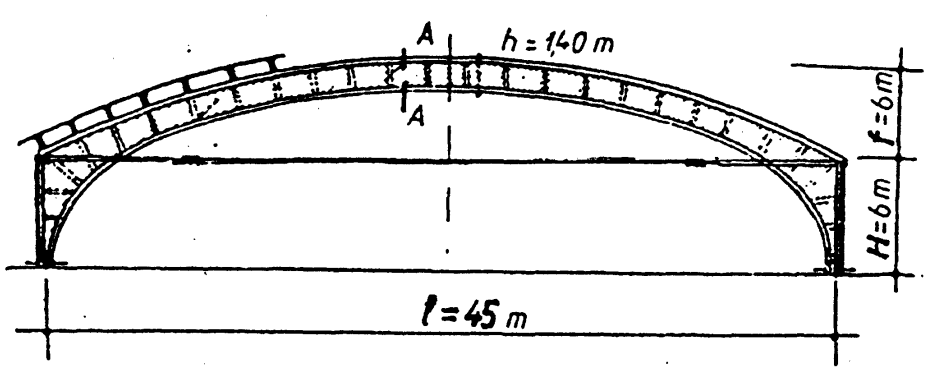
Din punct de vedere constructiv, ele se deosebesc de soluţiile tradiţionale (fig. 5.68) atât prin modul de realizare a inimii, cât şi a tălpilor. Spre deosebire de cadrele cu inimă plină din scânduri încrucişate bătute în cuie, la care inima este alcătuită din două rânduri de scânduri dispuse de obicei la 45°, la cadrele încleiate inima este alcătuită din trei rânduri de scânduri, dispuse sub unghiuri diferite şi cu înclinare mică, în vederea creşterii aportului acestora la preluarea eforturilor de încovoiere. Pentru ca aportul inimii la preluarea momentului încovoietor să fie cât mai important, se recomandă ca unghiul de înclinare al scândurilor marginale să fie de 18–25°.

În cazul deschiderilor mari, sunt mai avantajoase, din toate punctele de vedere, cadrele cu riglă curbă, având săgeata de 1/8–1/10 din deschidere. Rigla cadrului poate fi realizată cu moment de inerţie constant sau variabil. Înălţimea secţiunii se stabileşte din considerente de rigiditate, iar aria secţiunii transversale a tălpilor, din condiţia de rezistenţă şi stabilitate.

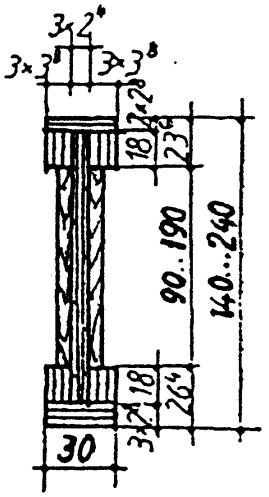
Dintre realizările mai semnificative în domeniul construcţiilor inginereşti din lemn, obţinute în ţara noastră în ultima perioadă, se pot menţiona halele de gatere, proiectate în cadrul C.I.L. Cluj în colaborare cu catedra de Construcţii civile şi fundaţii de la Facultatea de Construcţii din Cluj-Napoca şi executate cu ocazia refacerii şi modernizării fabricilor de cherestea de la Ilva Mică şi Sighetul Marmaţiei. În ambele cazuri, scheletul principal de rezistenţă este format din cadre cu rigla curbă de tipul celor menţionate mai sus, având deschiderea de 45, respectiv 30 m.

Construcţiile realizate se remarcă atât prin mărimea deschiderilor, cât şi prin soluţia constructivă originală adoptată pentru realizarea cadrelor. Originalitatea soluţiei constă atât în ceea ce priveşte alcătuirea secţiunii transversale, cât şi, mai ales, în prevederea unor tiranţi metalici pentru preluarea împingerilor, ceea ce a condus la o reducere însemnată a înălţimii riglei şi a dimensiunilor cadrului, în general. În aceste condiţii, înălţimea riglei la cheie şi la bază nu depăşeşte 1/30, respectiv 1/40 din deschiderea cadrului.

Pentru exemplificare, în fig. 5.80 se prezintă vederea generală, cu principalele caracterisitici geometrice ale cadrului cu riglă curbă de 45 m deschidere realizat la Fabrica de Cherestea de la Ilva Mică.



a



b

Având în vedere mărimea deschiderii, suplețea construcției cadrelor și condițiile în care urma să se execute și să se efectueze montajul, acestea s-au proiectat cu secțiunea în formă de I, cu inima plină compusă din trei rânduri de scânduri încrucișate de 2,4 cm grosime, din care rândul central s-a dispus radial, iar celelalte două marginale, încrucișate. Din aceleași considerente, tălpile secțiunii transversale au fost concepute și realizate din pachete de scânduri (dulapi) dispuse după două direcții, asigurându-se astfel o bună comportare a cadrului atât la manipulare și montaj, cât și la acțiunea încărcărilor de exploatare.

Cadrele au fost confecționate în pachete de 4–5 bucăți, pe o platformă special amenajată în apropierea halei. Ridicarea, manipularea și montarea cadrelor s-au efectuat cu ajutorul troliilor și dispozitivelor de tracțiune manuală (TIRFOR), prin intermediul a doi vagoneți obișnuiți. Tiranții pentru preluarea împingerii au fost realizați din două cabluri flexibile de oțel de 24 mm diametru, prevăzuți pe ambele părți cu manșoane de strângere.

Construcția halei cu o suprafață de peste 2 000 m^2 a durat mai puțin de două luni de zile, realizând un indice de consum de material lemnos corespunzător scheletului principal de rezistență de $\approx 0{,}045\ m^3 / m^2$ suprafață construită.

Vederile în perspectivă din interiorul și exteriorul halei sunt ilustrate în fig. 5.81.

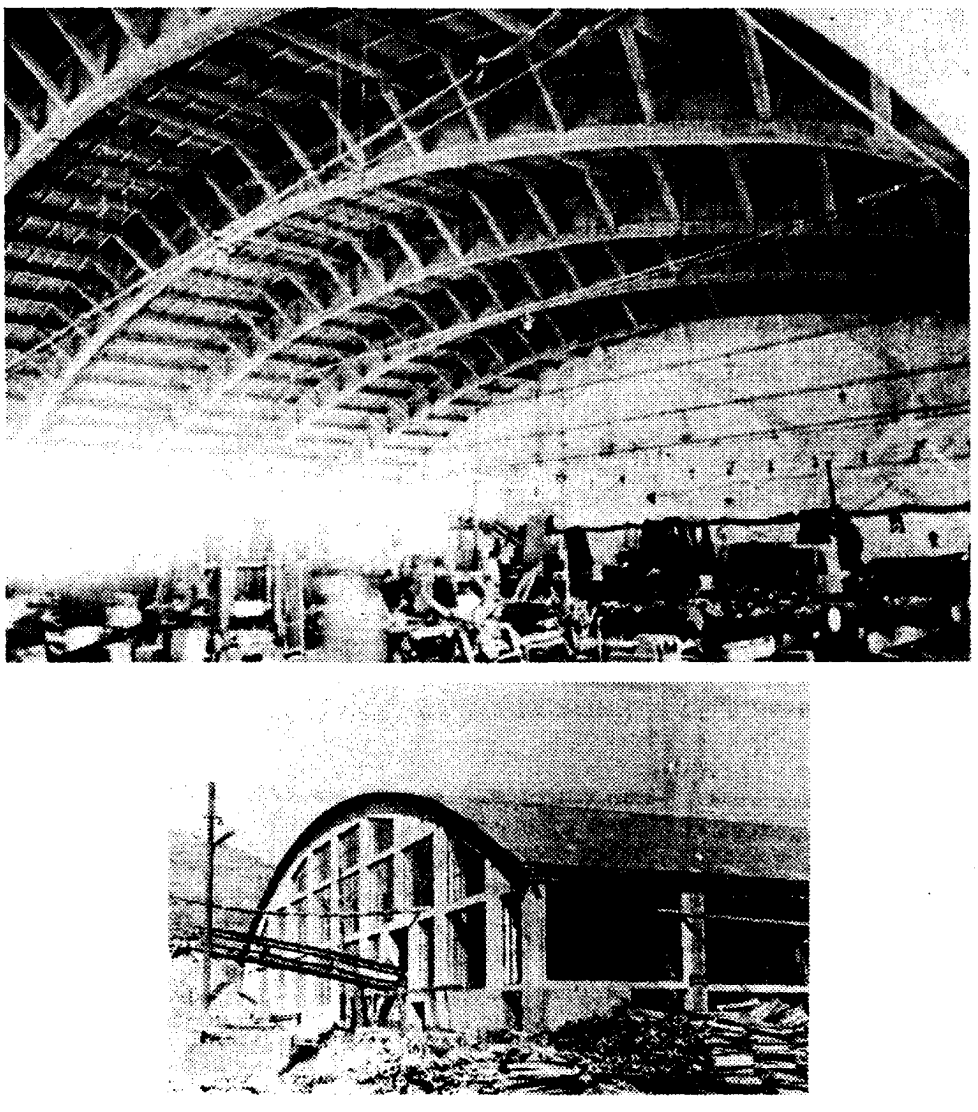


Fig. 5.81. Hala de gatere din cadre cu riglă curbă de 45 m deschidere:
a–vedere interioară; *b*–vedere exterioară;

5.3.4. CADRE CU ZĂBRELE

Cadrele din lemn cu zăbrele se utilizează în general la construcții industriale și agricole cu caracter provizoriu. Ele se pot realiza cu două articulații sau cu trei articulații (fig. 5.82).

În cazul halelor industriale sau al atelierelor de reparații cu pod rulant, se utilizează schema cu stâlpii cadrului realizați în trepte.

Cadrele cu zăbrele, ca și celelalte tipuri de cadre descrise, se proiectează ținând seama de solicitarea simultană provenită din încărcări verticale (permanente, zăpadă etc.) și orizontale din vânt.

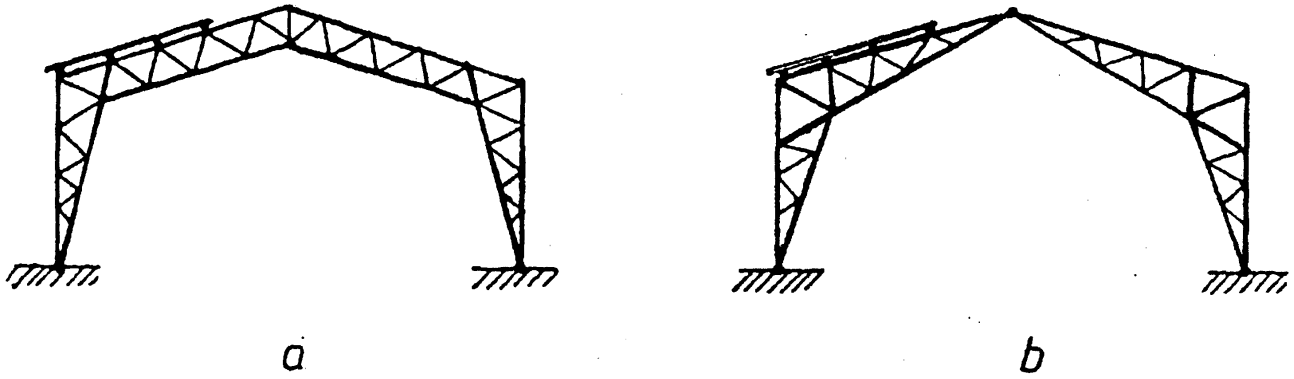
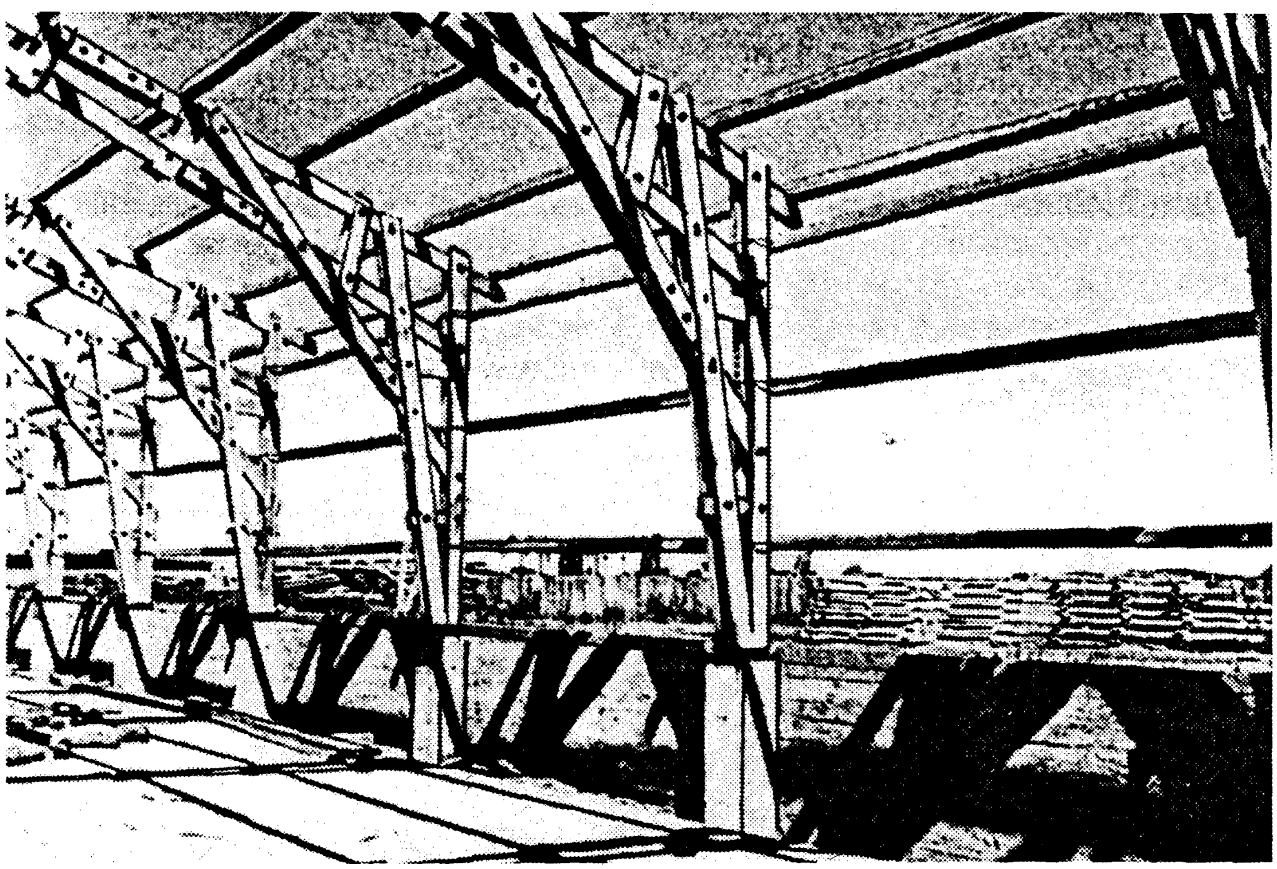


Fig. 5.82. Schemele constructive pentru cadre cu zăbrele:
a–cadre cu două articulații; *b*–cadre cu trei articulații.

Cadrele cu zăbrele se pot realiza din lemn cioplit și din lemn ecarisat, cu îmbinările executate prin chertare frontală, cu șuruburi (fig. 5.83) sau cu pene metalice.



În cazul folosirii lemnului ecarisat (dulapi, rigle), pentru realizarea îmbinărilor în noduri este indicat să se utilizeze penele metalice cu gheare sau cu adeziv (clei) rezistent la acţiunea umidităţii şi biodegradării.

Cadrele cu zăbrele se pot realiza pe şantier sau în ateliere specializate, în funcţie de natura materialului lemnos, tehnologia de execuţie şi mărimea deschiderii. În general, cadrele cu zăbrele sunt indicate pentru deschideri mici (9–15 m). La deschideri mai mari este eficient ca tălpile stâlpilor şi riglelor să se realizeze din pachete de scânduri încleiate, iar zăbrelele din cherestea obişnuită.

5.4. ARCE CU DOUĂ ŞI TREI ARTICULAŢII

5.4.1. DATE GENERALE

Arcele fac parte din categoria sistemelor constructive plane cu împingeri şi se pot realiza cu tirant sau fără tirant.

Sistemele de arce cu tirant se utilizează pentru realizarea acoperişurilor cu raportul $f/l = 1/6$, pe stâlpi sau zidărie portantă şi pot fi cu două sau trei articulaţii, cu inimă plină sau cu zăbrele.

Sistemele de arce fără tirant se utilizează în general la construcţiile cu deschideri mari (30–90 m) şi raportul $f/l = 1/2–1/4$, iar pentru preluarea împingerilor se prevăd fundaţii de o construcţie specială.

Arcele cu două sau trei articulaţii, mai cu seamă din lemn încleiat, reprezintă în etapa actuală unul dintre cele mai răspândite sisteme constructive pentru realizarea structurilor inginereşti, în general, şi îndeosebi a celor cu deschideri mari.

Structurile din arce cu două şi trei articulaţii se pretează la construcţii civile şi industriale cu destinaţii dintre cele mai variate (depozite, remize, săli de sport, stadioane, poduri etc.).

Sistemele din arce cu două sau trei articulaţii, cu sau fără tirant, se pot realiza într-o varietate mare de forme şi tipuri constructive, în funcţie de destinaţia şi specificul construcţiei, natura materialului lemnos folosit, posibilităţile tehnologice de realizare etc. Clasificarea lor se poate face în funcţie de schema statică, tipul constructiv şi modul de execuţie.

După modul de execuţie, construcţiile din arce se pot clasifica în: sisteme de arce executate după o tehnologie tradiţională; sisteme de arce executate după o tehnologie modernă.

5.4.2. SISTEME TRADIŢIONALE

Din categoria sistemelor tradiţionale fac parte: arcele cu trei articulaţii din grinzi drepte; arcele cintre; arcele din grinzi segment de arc.

Arcele cu trei articulaţii din grinzi drepte. Arcele cu trei articulaţii din grinzi drepte se realizează din două grinzi cu secţiune simplă sau cu secţiune compusă, aşezate oblic.

Prinderea la coamă se realizează prin intermediul unor eclise din lemn sau metal, iar la partea inferioară se prevede un tirant metalic din oţel rotund sau profilat, pentru preluarea împingerilor. În fig. 5.84 se prezintă vederea generală şi detaliile constructive caracterisitice (*A*, *B* şi *C*) pentru un arc cu trei articulaţii din grinzi drepte, realizat în două variante (cu secţiunea compusă din două bare solidarizate cu plăcuţe elastice sau încleiate).

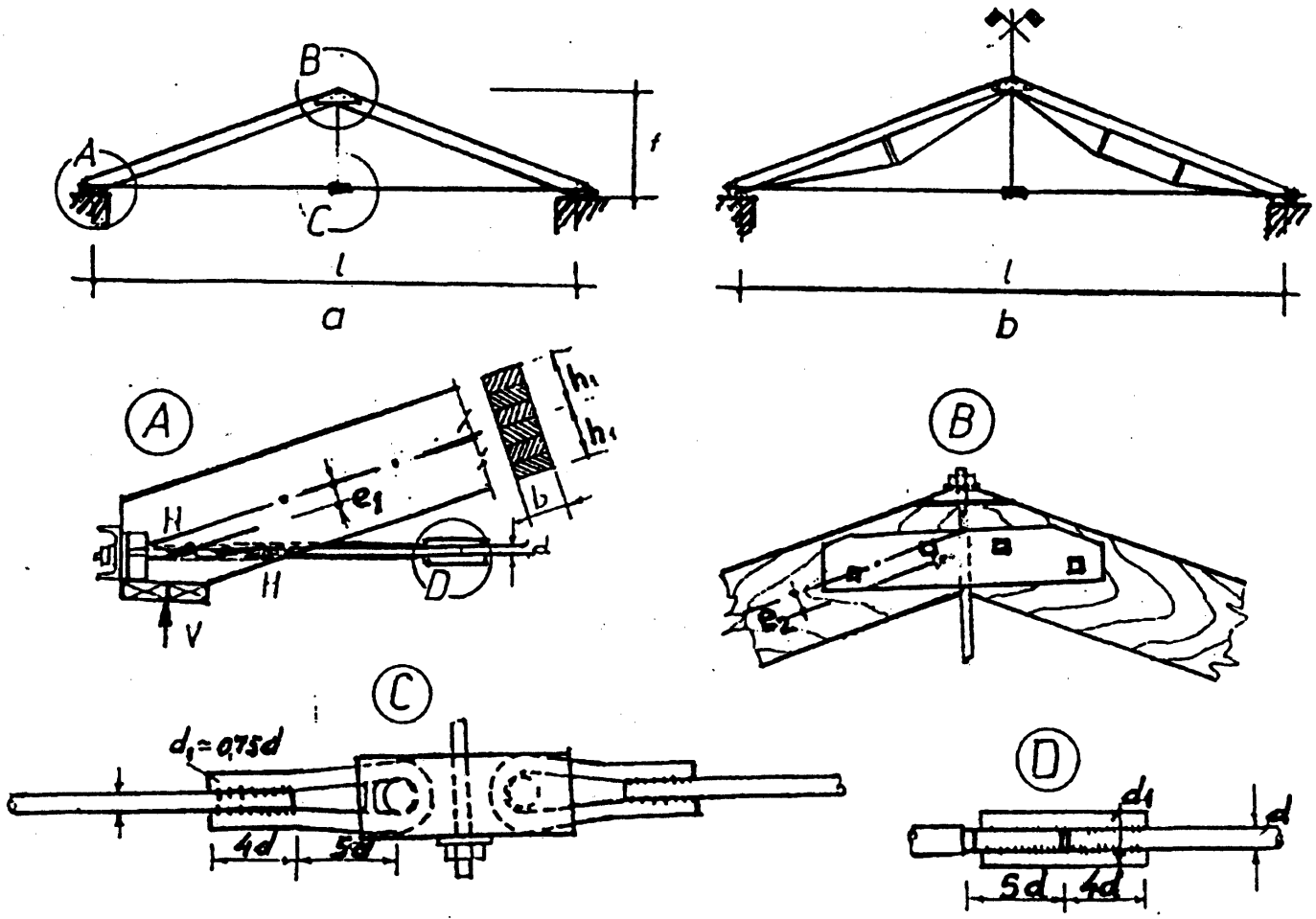


Fig. 5.84. Schema constructivă şi detaliile caracteristice pentru un arc cu trei articulaţii, din grinzi drepte.

Arcul cu trei articulaţii din grinzi drepte cu secţiune simplă sau compusă din două sau trei bare solidarizate cu plăcuţe elastice se caracterizează prin aceea că se compune dintr-un număr redus de elemente de dimensiuni mari (grinzi şi tiranţi), uşor de transportat, asamblate şi montate pe şantier. Cu asemenea arce se pot acoperi deschideri de 9–12 m.

În cazul deschiderilor mai mari, este indicată varianta la care semiarcele se realizează din grinzi consolidate (de tip macaz) sau din grinzi încleiate.

Articulaţia de coamă se realizează cu ajutorul a două eclise de lemn sau metal prinse în şuruburi, dimensionate astfel încât să se asigure rigiditatea minimă necesară în timpul montării arcului.

Rezemarea grinzilor în nodul de coamă ca şi în nodul de reazem este indicat să se realizeze numai pe o parte din secţiune, astfel încât forţa normală de compresiune din talpa superioară N să fie aplicată sub axa grinzii, cu excentricitatea e. În acest caz,

Calculul arcelor cu trei articulaţii din grinzi drepte constă în: determinarea solicitărilor M şi N în ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare; verificarea secţiunii grinzilor, care formează talpa superioară; dimensionarea pieselor metalice (tirant, şaibă etc.); eventual, determinarea numărului de plăcuţe pentru jumătate din lungimea grinzii, când aceasta se realizează cu secţiunea compusă solidarizată cu plăcuţe (tije lamelare).

Verificarea eforturilor unitare normale se face ca pentru o bară comprimată-încovoiată, cu relaţia:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M}{W_n k_w \xi} \frac{\sigma_{ac}}{\sigma_{ai}} \left(\frac{R_c}{R_i} \right) \leq \sigma_{ac} \left(R_c \right), \tag{5.53}$$

în care: $M = M_0 - Ne$ este momentul încovoietor de calcul, unde M_0 este momentul încovoietor din încărcarea transversală; $e = (e_1 + e_2)/2$;

$N = H \cos \alpha + Q_0' \sin \alpha$ – forţa axială, unde: H este forţa de împingere, care pentru o sarcină uniform distribuită este: $H = ql^2 / 8f$; Q – forţa tăietoare determinată ca pentru o grindă simplu rezemată de deschidere l;

k_w – coeficientul de corecţie care ţine seama de forma secţiunii transversale, în cazul grinzilor încleiate, sau de cedarea legăturilor, în cazul grinzilor cu secţiune compusă.

Determinarea coeficientului ξ se face cu relaţia:

$$\xi = 1 - \frac{2}{3100} \frac{N}{A_{br} R_c};$$

λ este coeficientul de zvelteţe necesar pentru stabilirea coeficientului ξ şi se calculează pentru $l_f = l_1$.

În cazul grinzilor cu secţiune compusă, solidarizate cu plăcuţe, numărul de plăcuţe necesare pentru jumătate din deschiderea grinzii se determină cu realţia:

$$n_{pl} = 1{,}5 M_0 S_{br} / I_{br} T_{pl} \xi + kN / T_{pl}. \tag{5.54}$$

Termenul al doilea apare în cazul în care nu toate elementele componente ale grinzii reazemă la capete şi reprezintă numărul suplimentar de plăcuţe necesare pentru preluarea efortului de lunecare suplimentar. În cazul în care forţa N se transmite prin toate elementele grinzii, $k = 0$, iar când aceasta se transmite numai prin intermediul unora dintre elementele componente, $k = 0{,}2$.

Dintre tipurile de arce cu trei articulaţii din grinzi drepte, cele mai raţionale sunt sistemele din grinzi consolidate (fig. 5.84, *b*).

Avantajul principal al acestui sistem constă în consumul redus de material lemnos, ca urmare a reducerii deschiderii tălpii superioare şi transformării acesteia dintr-o grindă simplă într-o grindă continuă pe unul, două, sau mai multe reazeme elastice.

Neajunsul sistemului constă într-o execuţie mai complicată, în special în ceea ce priveşte realizarea articulaţiilor de la reazem, şi într-un consum de metal ceva mai ridicat.

Calculul arcelor din grinzi consolidate se face în acelaşi fel ca şi pentru arcele din grinzi drepte neconsolidate, avându-se în vedere şi particularitatea constructivă a semi-arcelor (grinzi macaz). Talpa superioară se calculează ca o bară comprimată-încovoiată, unde momentul încovoietor se determină ca pentru grinda macaz, iar forţa axială de compresiune se stabileşte ţinând seama şi de N din arc ($N = H\cos\alpha + Q_0 \sin\alpha$).

Arce-cintre. Acestea reprezintă o metodă clasică de execuţie a unor elemente portante curbe de tipul arcelor cu două sau trei articulaţii (fig. 5.85).

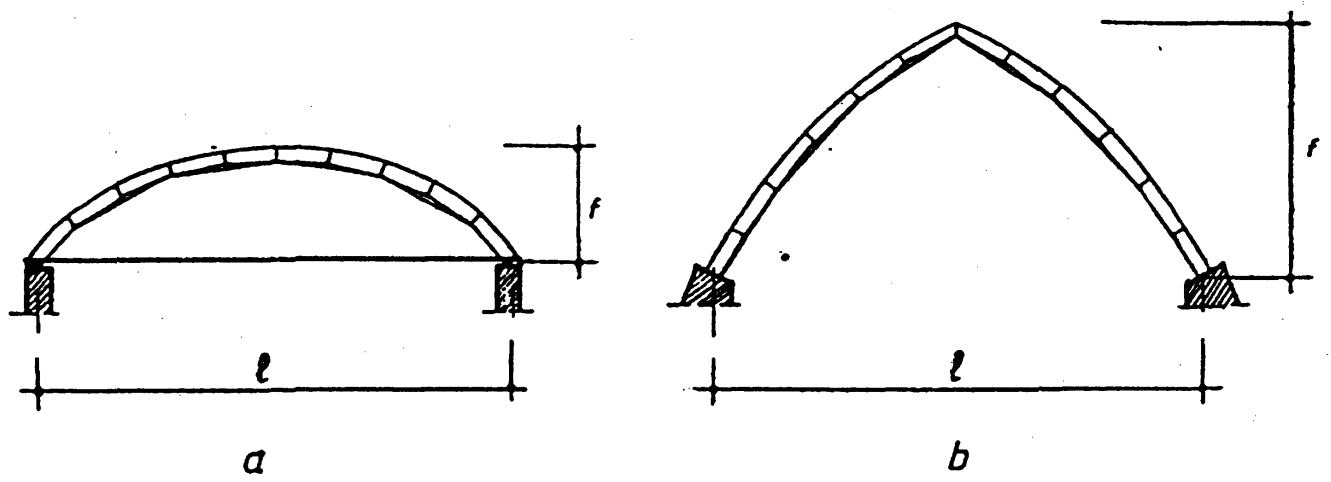
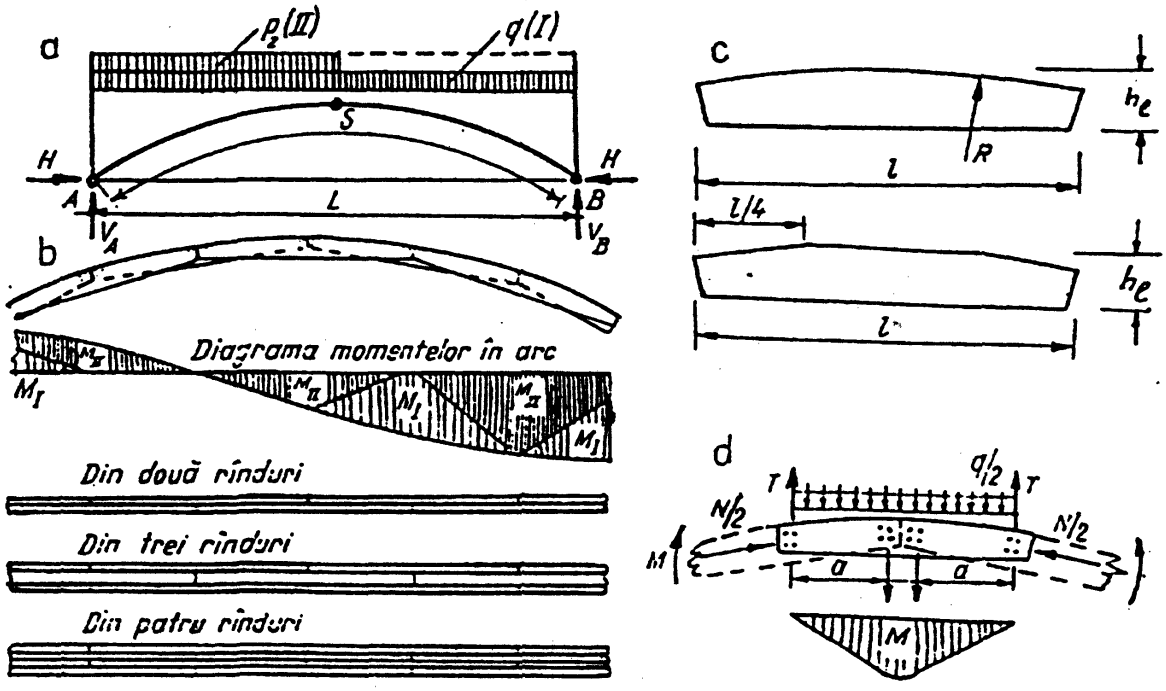


Fig. 5.85. Arce-cintre din lamele standardizate, cu tirant sau fără tirant.

Arcele-cintre se realizează, de regulă, din două, trei sau patru rânduri de lamele tip, executate din scânduri sau dulapi şi îmbinate între ele cu ajutorul cuielor, şuruburilor (buloanelor) sau al dornurilor de lemn de stejar.

În fig. 5.86 se prezintă schema statică pentru un arc-cintru cu două articulaţii şi detaliile caracteristice privind modul de realizare şi tipurile de lamele caracterisitice.



Capetele lamelelor care compun cintrul se taie în direcţia razei arcului (fig. 5.86, *c*).

Înnădirea lamelelor se face alternativ, de obicei la mijlocul lamelelor din rândul alăturat (fig. 5.86, *b*).

Lungimea lamelei *l* se stabileşte în funcţie de mărimea razei de curbură a arcului *R* şi înălţimea lamelei h_l. Raportul optim dintre lungimea şi înălţimea lamelei se consideră $l/h \geq 13$. Pentru a reduce pericolul de forfecare a lamelei perpendicular pe fibră la efortul *T* (fig. 5.86, *d*), se recomandă ca $l/h > 13$.

Arcele-cintre pot fi circulare sau ogivale, cu sau fără tirant metalic pentru preluarea împingerii *H*. Din cauza capacităţii portante reduse, arcele se dispun la distanţe mici (0,75–1,50 m), ceea ce permite fixarea asterelei direct, fără a necesita alte elemente intermediare (pane etc.). Limitarea capacităţii portante se datoreşte în primul rând înălţimii reduse a scândurilor sau dulapilor din care se execută lamelele ($h \approx 25$ cm), iar în al doilea rând, datorită lungimii mari de flambaj a arcelor. În prezent, ele se utilizează mai ales ca cintre pentru realizarea arcelor şi bolţilor de beton armat sau de zidărie.

Arcele-cintre utilizate la executarea cintrelor se rezolvă ca un sistem cu două sau trei articulaţii (când au forma ogivală).

În cazul acoperişurilor, trebuie luată în consideraţie şi încărcarea cu zăpadă, pe toată sau pe jumătate din deschidere. Verificarea secţiunii se face cu formulele cunoscute de la calculul barelor comprimate-încovoiate, în care I_n şi W_n se iau pentru lamelele neîntrerupte (continue) în secţiunea respectivă, iar A_{br} pentru toate lamelele din secţiune.

Coeficientul de zvelteţe λ, necesar pentru stabilirea coeficienţilor φ şi ξ, se determină cu relaţia:

$$l = l_f / \sqrt{I_b / A_b},$$

în care: I_b este suma momentelor de inerţie brute ale lamelelor neîntrerupte în secţiunea considerată;

A_b – aria secţiunii transversale brute a tuturor lamelelor;

l_f – lungimea de flambaj a arcului, care se ia:

0,5 *S* – pentru arce cu două sau trei articulaţii încărcate nesimetric;

0,6 *S* – pentru arce cu două articulaţii;

0,7 *S* – pentru arce cu trei articulaţii încărcate simetric.

Particularitatea calculului arcelor-citre o constituie verificarea legăturilor (cuielor, buloanelor etc.) de îmbinare a lamelelor din pachet. Arcul-cintru reprezintă o bară curbă cu secţiunea compusă în lungul ei, şi nu pe înălţimea secţiunii transversale. Legăturile de îmbinare în acest caz servesc nu la transmiterea efortului de alunecare în lungul axei barei, ci la transmiterea momentului încovoietor *M*, de la un şir de lamele la celălalt. Sub acţiunea momentului încovoietor de calcul M / ξ (fig. 5.86, *d*), capetele lamelelor unui rând tind să se deplaseze în direcţia razei *R*. Pentru a împiedica acest lucru, este necesar să se prevadă legături al căror moment se determină din ecuaţiile de echilibru dintre *M* şi cuplul interior, rezultând:

$$M/\xi = Ta \quad sau \quad T = M/\xi a,$$

unde: *M* este momentul încovoietor din secţiunea de calcul;

T – efortul care urmează să fie preluat de legăturile de îmbinare;

a – distanţa dintre centrele grupurilor de legături (cuie sau şuruburi).

Numărul de legături de îmbinare necesare este:

$$n_{leg} = T / T_1 = M / \xi a T_1, \tag{5.55}$$

unde: T_1 este efortul admisibil (de calcul) al unei legături.

Deoarece lamela lucrează ca o grindă simplu rezemată, încărcată cu sarcini T, pentru evitarea ruperii perpendicular pe fibre se impune ca raportul $l/h \geq 13$; cu cât distanţa dintre punctele de prindere a, respectiv l_e este mai mare, cu atât efortul T este mai mic şi, prin urmare, pericolul de rupere a lamelei perpendicular pe fibre este mai redus.

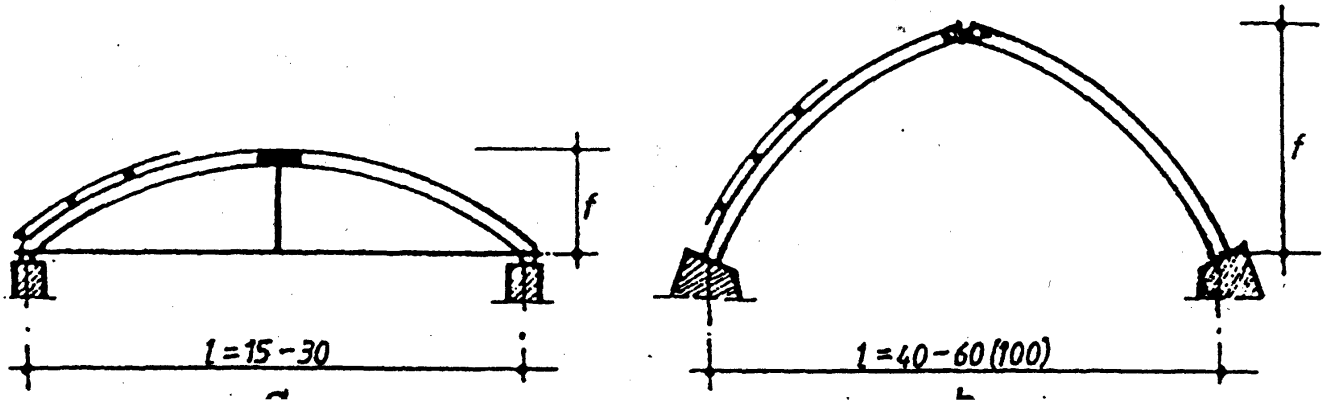
5.4.3. SISTEME MODERNE DIN ARCE ÎNCLEIATE

Arcele încleiate se realizează, în principiu, ca şi grinzile din pachete de scânduri pe lat, respectând anumite reguli privind alcătuirea secţiunii transversale şi modul de dispunere a categoriilor de calitate (I, II şi III) pe înălţimea secţiunii, în funcţie de natura solicitărilor.

Datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă din punct de vedere tehnico-economic şi constructiv, sistemele structurale realizate din arce încleiate au căpătat în ultima perioadă o extindere mare în execuţia construcţiilor civile şi industriale peste hotare. Sistemele structurale moderne din arce încleiate reprezintă în etapa actuală una dintre rezolvările constructive care se aplică cu mult succes, mai ales în construcţii social-culturale, sportive etc. cu deschideri mari. Cu arce din lemn încleiat se pot acoperi deschideri variind între 20 şi 60 m, iar în unele cazuri şi peste 100 m.

Sistemele moderne din arce încleiate se caracterizează prin capacitate portantă, rigiditate şi durabilitate ridicate, în condiţii normale de exploatare. Ele se realizează din elemente prefabricate de dimensiuni mari, executate în ateliere sau fabrici specializate, cu grad ridicat de mecanizare şi industrializare.

Arcele din lemn lamelat încleiat se pot realiza într-o varietate mare de forme şi tipuri constructive, în funcţie de destinaţia construcţiei şi cerinţele arhitecturale. Din punct de vedere al schemei statice, arcele se pot realiza cu două sau trei articulaţii, cu sau fără tirant (fig. 5.87).



Arcele încleiate cu două sau trei articulaţii, cu tirant, se utilizează în general la realizarea acoperişurilor construcţiilor cu schelet sau pereţi portanţi, având deschiderea de 20–30 m şi raportul $f/l = 1/6$. Arcele fără tirant se utilizează pentru raportul de $f/l = 1/2 - 1/4$, folosind schema statică cu trei articulaţii, şi se pretează la construcţii de mare deschidere (30–60 cm). Indiferent de schema statică adoptată, conturul tălpii superioare se realizează, de obicei, după arc de cerc.

În general, arcele încleiate se realizează cu secţiunea transversală având forma dreptunghiulară. Din condiţia de stabilitate transversală se recomandă ca raportul $h/b>6$, iar din condiţia de rigiditate se impune ca raportul h/l să fie cuprins între 1/35 şi 1/50. Grosimea scândurilor (dulapilor) trebuie să fie <1/300 din raza de curbură R şi cel mult 40 mm, pentru evitarea unor eforturi iniţiale prea mari. Înnădirea scândurilor marginale se face prin suprafeţe teşite, atât la partea inferioară, cât şi la partea superioară, pe o înălţine de 0,1 h şi cel puţin două scânduri. Restul scândurilor se îmbină cap la cap.

Realizarea arcelor (transoanelor) încleiate se face cu ajutorul unor eşafodaje special amenajate. Presarea arcelor sau semiarcelor din pachete de scânduri (dulapi) se face cu ajutorul unor dispozitive speciale de strângere, asigurând presiunea de cel puţin 10 daN/cm^2. Presarea prin cuie de montaj nu este admisă decât în cazuri cu totul extreme. Încleierea se face în poziţie verticală (mai puţin folosită) sau în poziţie orizontală (folosită în mod curent), când cleiul trebuie să fie mai vâscos, pentru a împiedica pierderi prin scurgere.

Pentru a ţine seama de efectul de revenire a blocurilor curbe după încleiere şi a reduce influenţa acestuia asupra formei arcului în final, raza suprafeţei de lucru R, după care se realizează elementul curb, se ia ceva mai mică decât raza de calcul R_a a elementului respectiv (arc, semiarc etc.) şi se determină cu relaţia:

$$R = R_a\left(1-\frac{1}{n^2}\right), \tag{5.56}$$

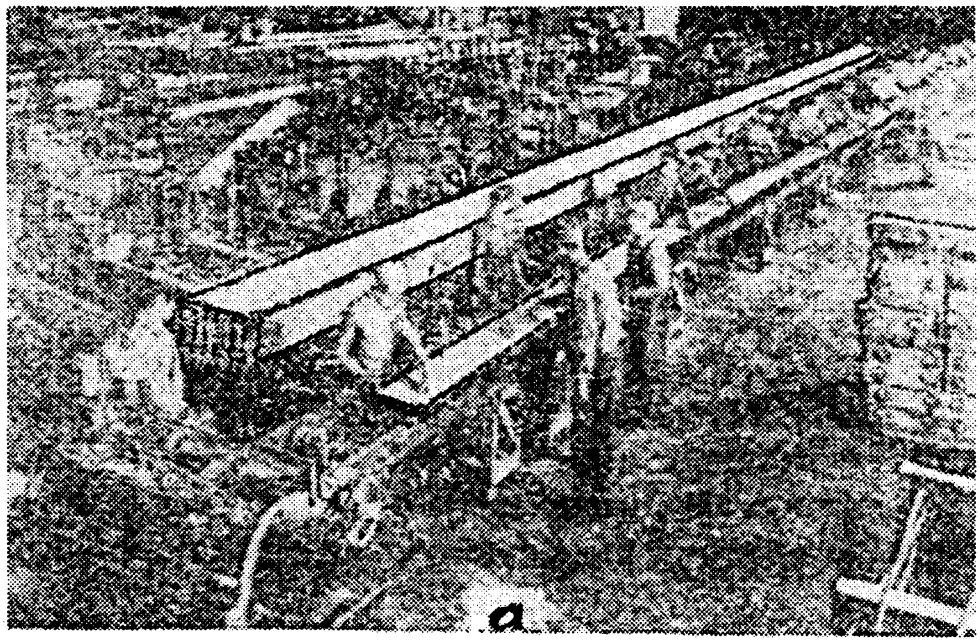
în care n este numărul scândurilor din secţiunea transversală a elementului curb.

Execuţia arcelor este organizată, de obicei, în cadrul unei secţii specializate în producţia de elemente încleiate, dotată cu utilajele necesare pentru efectuarea operaţiilor de bază şi auxiliare. În fig. 5.88 sunt ilustrate principalele etape privind sortarea materialului lemnos pe categorii de calitate, încleierea, presarea, condiţionarea şi finisarea prefabricatelor.

Dintre structurile portante din arce de lemn lamelat încleiat, în străinătate se folosesc cel mai mult arcele cu trei articulaţii. Acestea au căpătat o largă utilizare, mai ales în cazul construcţiilor cu deschideri mari.

Structurile din arce încleiate cu trei articulaţii se utilizează cu multă eficienţă la construcţii cu destinaţii dintre cele mai diferite, şi anume: depozite de materiale şi materii prime, ateliere şi hale industriale, bazine de înot, săli polivalente, săli de sport, stadioane.

În urma unor studii tehnico-economice comparative efectuate în S.U.A. şi pe baza realizărilor practice obţinute în acest domeniu, s-a ajuns la concluzia că, în cazul



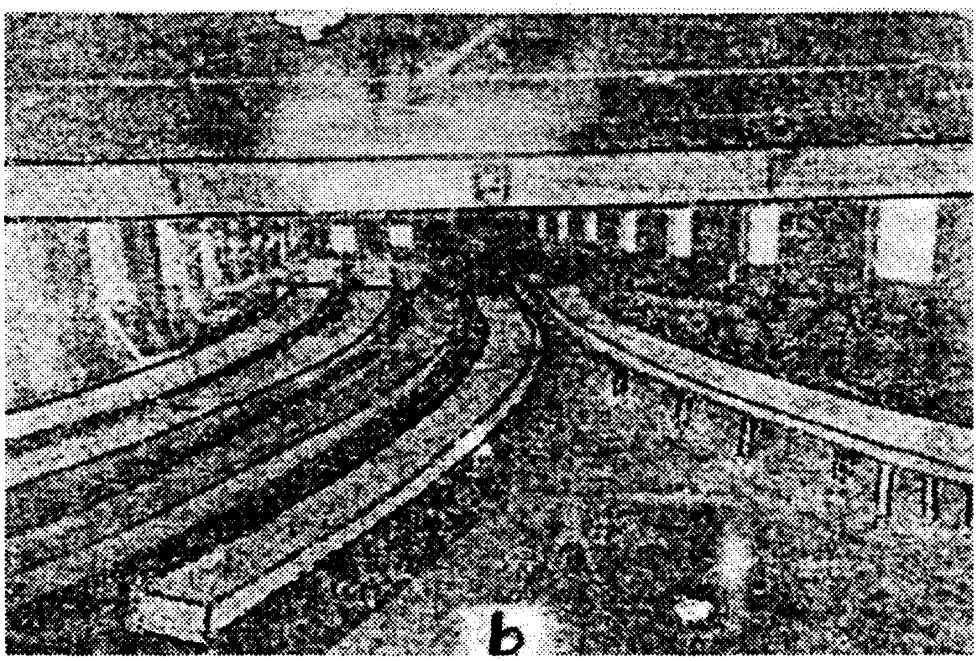


Fig. 5.88. Vedere interioară a unei secții de preconfecționare *a* și finisare *b* a semiarcelor.

În cazul clădirilor cu pereți sau cu schelet format din stâlpi și pereți de umplutură, pentru deschideri de 12–24 m se pot folosi arce cu două sau trei articulații, prevăzute cu tiranți me-talici, având de obicei raportul *f/l* = 1/6. În fig. 5.89 se arată schema și detaliul de execuție pentru un arc cu trei articulații din grinzi drepte, având deschiderea de 39 m, iar în fig. 5.90, schema și detaliul de execuție pentru un arc cu trei articulații realizat din elemente curbe.

În cazul deschiderilor mari, rezemarea, respectiv transmiterea încărcărilor terenului de fundare se realizează, de obicei, prin intermediul unor fundații de tip special, ale căror forme și dimensiuni se stabilesc în funcție de mărimea încărcărilor și natura solicitărilor.

Modul de realizare a articulațiilor de la reazem și cheie se alege în funcție de mărimea deschiderii, destinația construcției etc. În general, articulațiile de la reazem și cheie se bazează pe utilizarea unor dispozitive metalice speciale, ale căror dimensiuni rezultă din calcul.

În fig. 5.91 se prezintă modul de realizare a nodului de la reazem, în două variante caracteristice. În prima variantă (fig. 5.91, *a*), articulația se realizează prin intermediul unui aparat special, iar în cea de a doua (fig. 5.91, *b*), cu ajutorul unui șurub (bulon) de articulație. Prima variantă prezintă avantajul unei comportări mai sigure în timp, prin împiedicarea fenomenului de despicare a lemnului în rosturi.

Dimensiunile în plan ale plăcilor de bază se stabilesc din condiția de strivire a lemnului în lungul fibrelor (fig. 5.91, *a*), iar grosimea acestora din condiția de

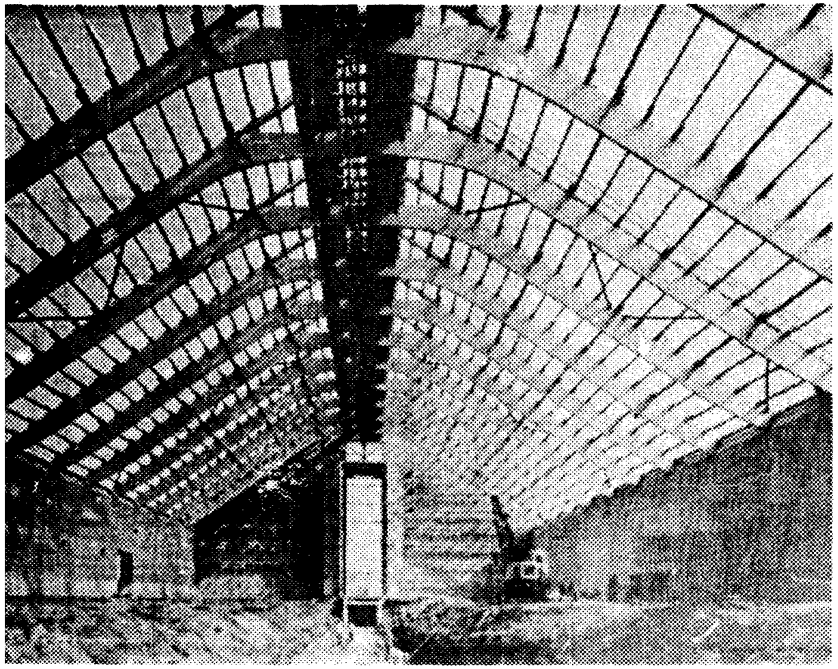
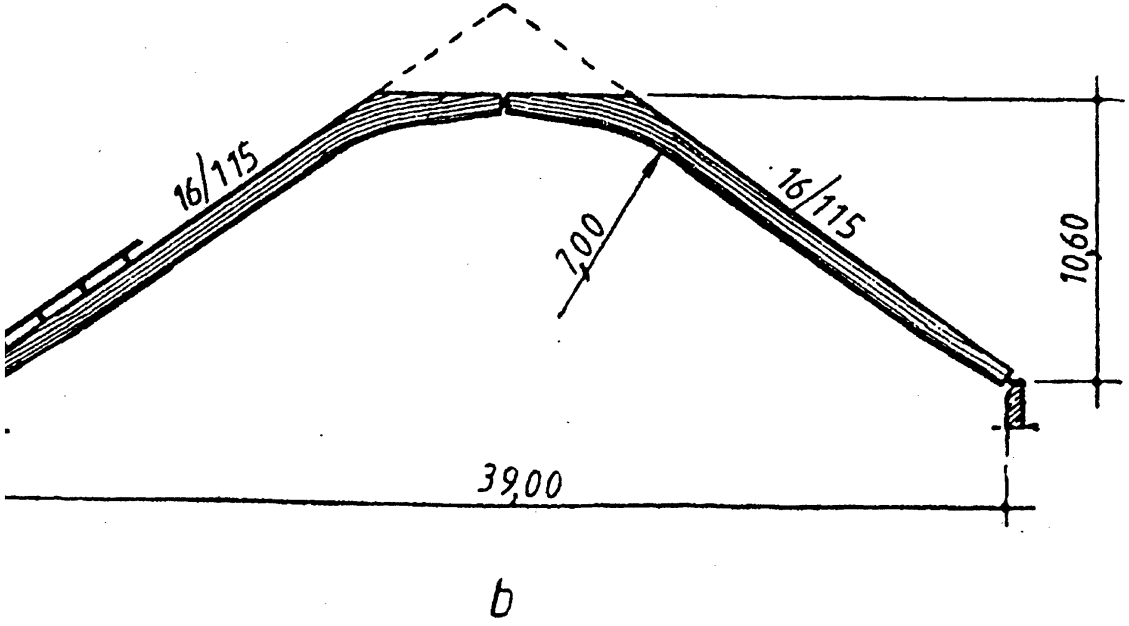
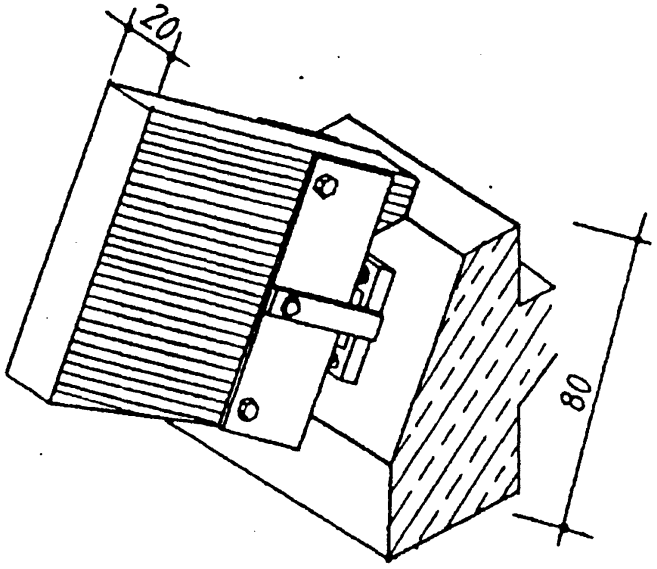


Fig. 5.89. Construcția unui depozit de materii prime cu acoperiș din arce încleiate, de 39 m deschidere:
a–vedere interioară; *b*–schema constructivă; *c*–detaliu de articulație.



b



c

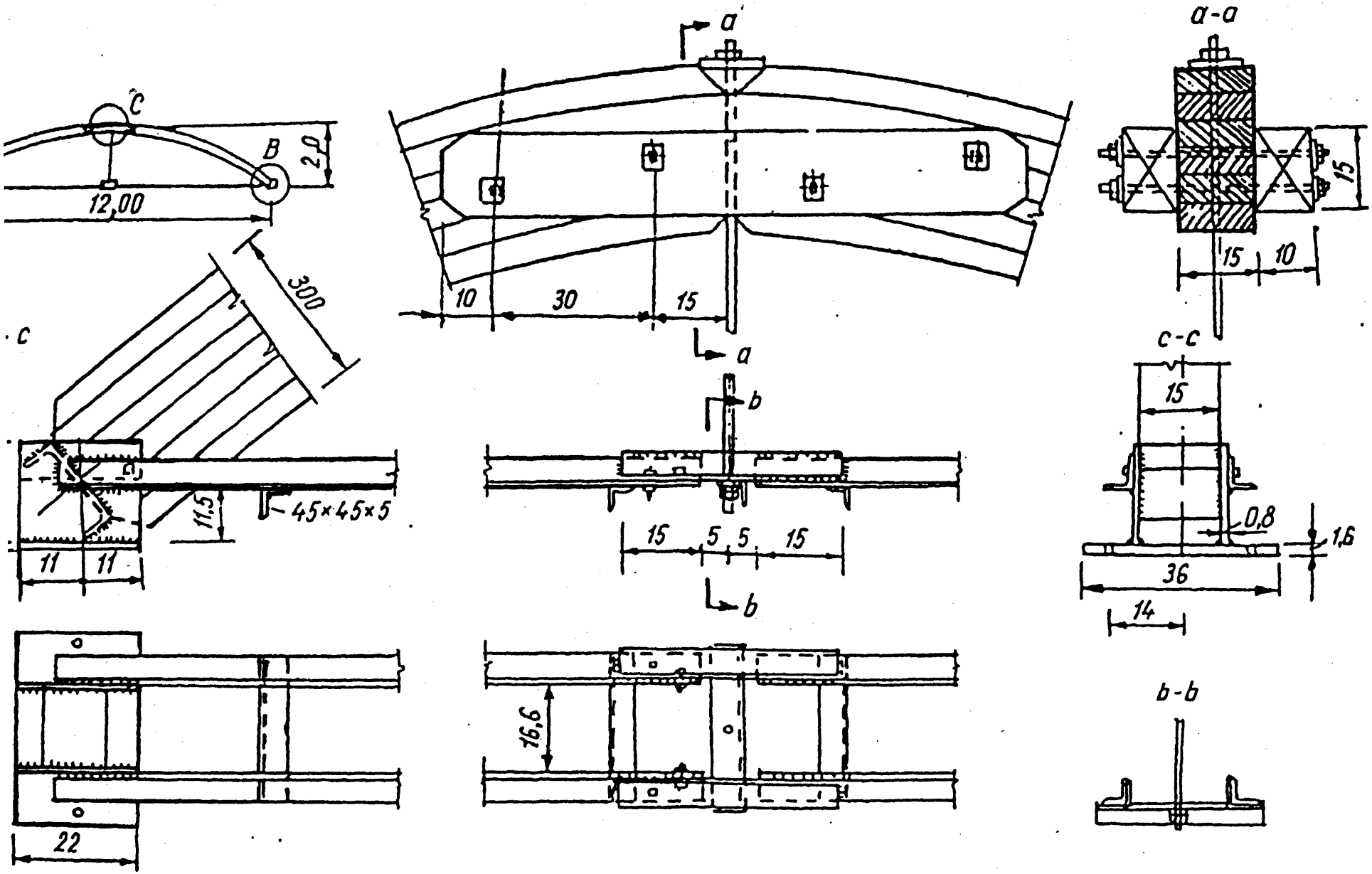


Fig. 5.90. Construcția unui arc cu trei articulații, din lemn încleiat, de 12 m deschidere.

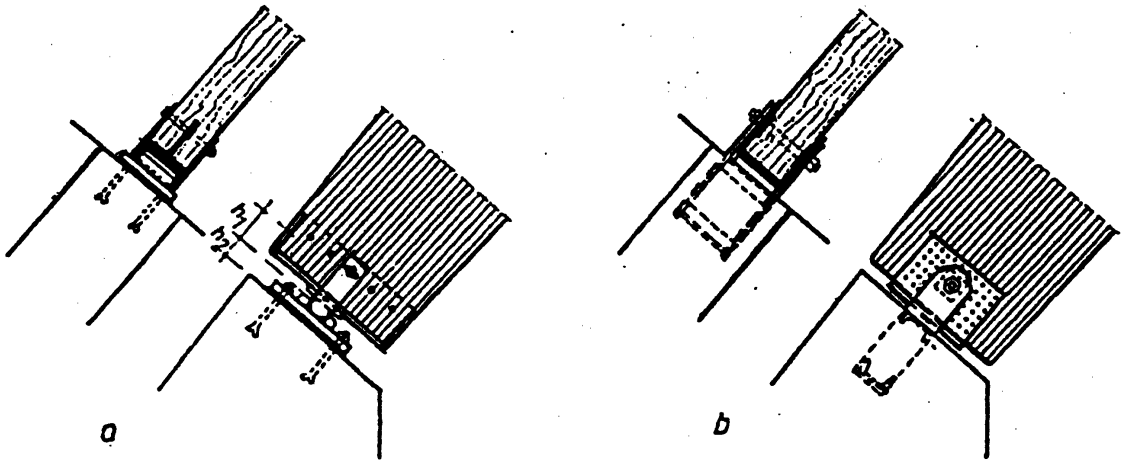
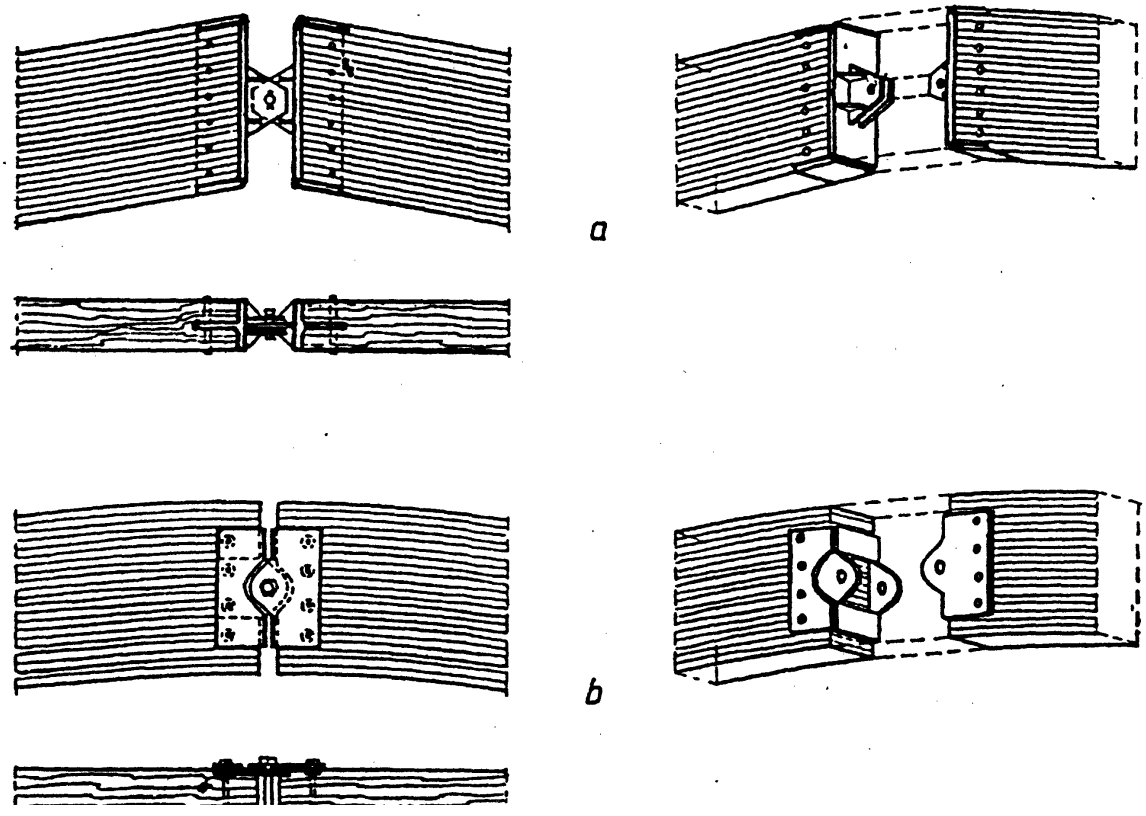


Fig. 5.91. Modul de realizare a nodului de la reazem;
a–prin intermediul unui dispozitiv special; *b*–cu ajutorul unui şurub (bulon) de articulaţie.

Un alt mod de realizare a articulaţiei de la reazem constă în realizarea unui locaş de formă specială, la partea superioară a fundaţiei din beton armat. În acest caz, rezemarea semiarcului se face direct pe fundaţie, prin intermediul unor plăci de rezemare confecţionate din elastomer. Îmbinarea se prevede şi cu un bulon de siguranţă.

Articulaţiile de la cheie se pot realiza de asemenea în mai multe moduri. La alegerea soluţiei constructive, o atenţie sporită trebuie acordată modului de comportare în timp. Pentru exemplificare, în fig. 5.92 se prezintă două tipuri caracteristice de realizare a articulaţiilor de la cheie.

Dimensiunile pieselor metalice utilizate la realizarea dispozitivelor de articulaţie se stabilesc din calcul, ţinând seama de natura şi mărimea solicitărilor, având la bază schemele de calcul stabilite în mod asemănător celor din cazul articulaţiilor de la reazem.



În ultimul timp, arcele încleiate cu trei articulaţii au început să fie folosite tot mai mult la realizarea construcţiilor de mare deschidere. În fig. 5.93 este ilustrată construcţia unui patinoar acoperit, având structura portantă formată din arce încleiate cu trei articulaţii, de 74,4 m deschidere şi 25 m înălţime, executat în S.U.A.

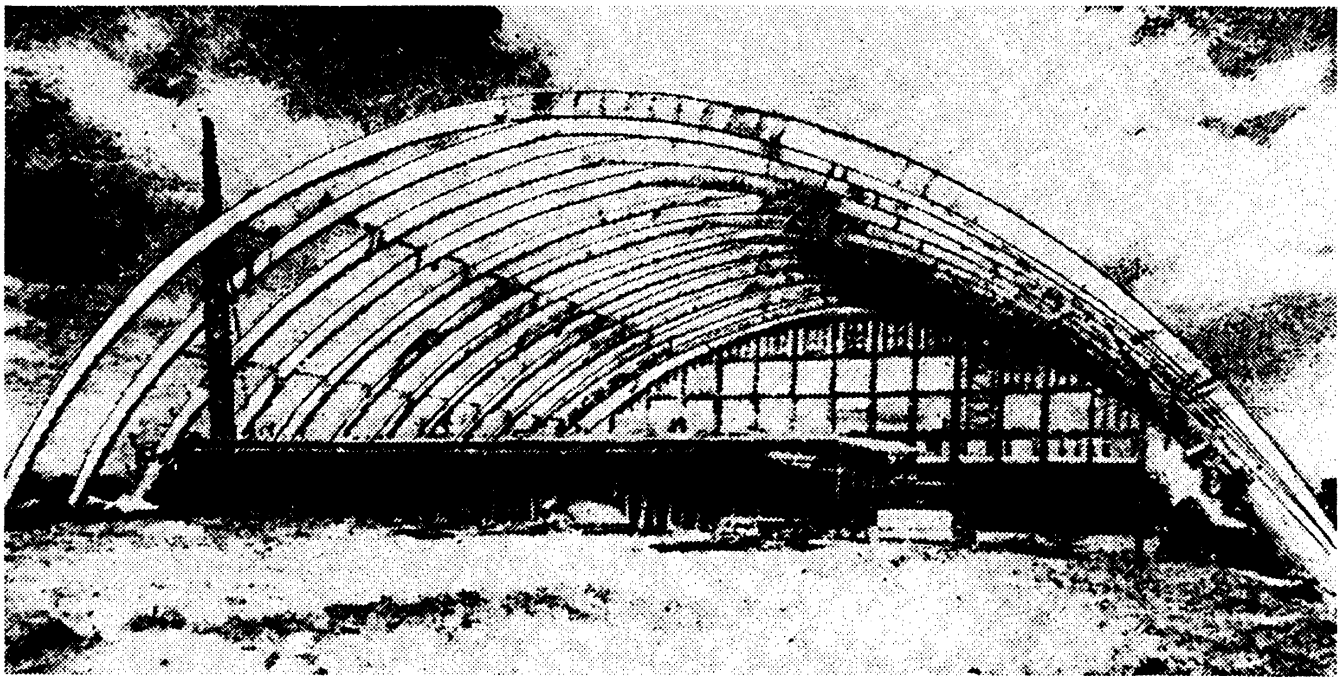


Fig. 5.93. Construcţia unui patinoar având acoperişul realizat din arce încleiate, cu trei articulaţii, de 74,4 m deschidere (S.U.A.).

În cazul patinoarului acoperit, arcele sunt dispuse la o distanţă de 4,8 m interax, iar secţiunea transversală, de formă dreptunghiulară, se realizează din pachete de scânduri de diferite specii, având o lăţime de 27,5 cm şi o înălţime variabilă: în zona momentelor maxime $h = 115$ cm, iar la reazeme $h = 62$ cm. Semiarcele s-au realizat din două tronsoane îmbinate pe şantier cu eclise metalice cu gheare. Împingerea arcelor este preluată prin intermediul a doi tiranţi din oţel superior de 37,5 m, dispuşi sub pardoseală.

Articulaţiile de la reazem şi cheie sunt realizate din metal, iar rezolvarea lor din punct de vedere constructiv este ilustrată în figura 5.94.

Calculul arcelor încleiate cu două şi trei articulaţii se face pentru ipoteza cea mai defavorabilă de încărcare, la compresiune cu încovoiere în planul curburii, în conformitate cu prescripţiile de calcul pentru barele drepte solicitate la compresiune excentrică.

Verificarea secţiunii arcelor se face pentru momentul încovoietor maxim M_{max} şi efortul axial aferent N_{af}, cu relaţia:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A_n} + \frac{M_{max}}{\xi W_{calc}} \frac{\sigma_{ac}}{\sigma_{ai}} \left(\frac{R_c}{R_i} \right) \leq \sigma_{ac}\left(R_c\right) k_c , \qquad (5.57)$$

în care: M_{max}; N_{max} – reprezintă momentul încovoietor maxim şi forţa axială aferentă determinate pentru ipoteza de încărcare cea mai defavorabilă;

W_{calc} – modulul de rezistenţă de calcul, care în cazul secţiunii dreptunghiulare se obţine prin corectarea

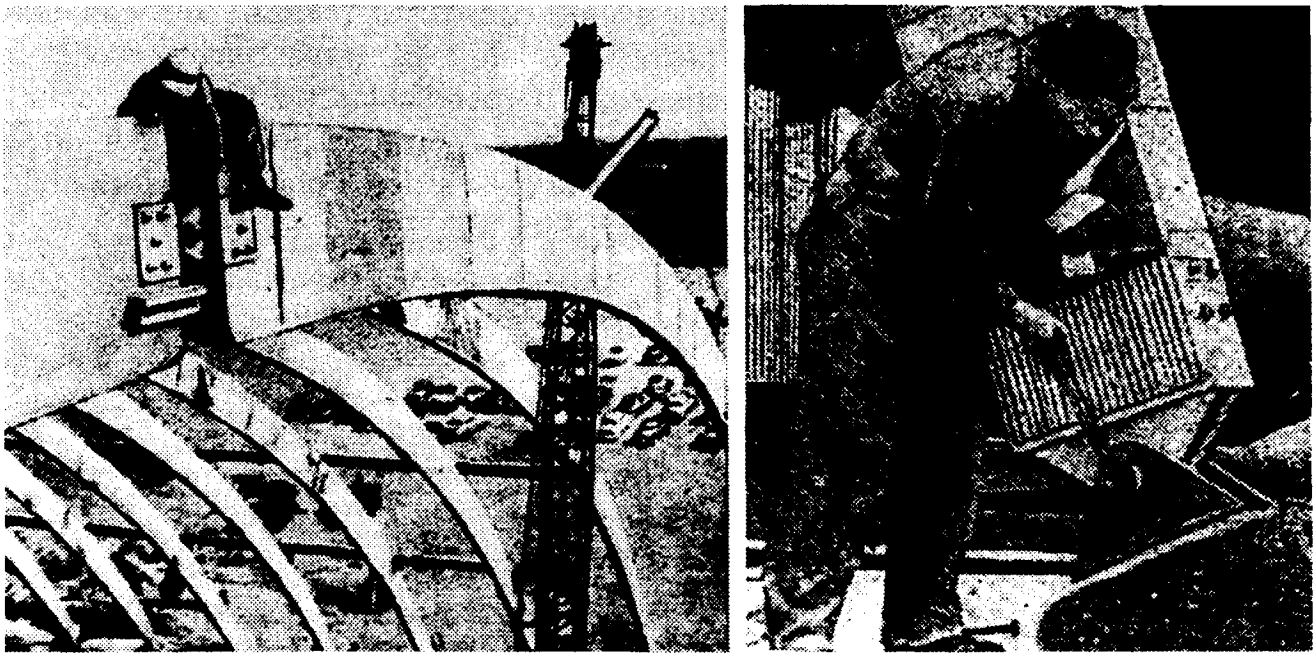


Fig. 5.94. Construcția și montajul articulației de la cheie și reazem.

Lungimea de flambaj a arcului l_f pentru stabilirea coeficientului de subțirime λ se ia:

0,6 S – pentru arce cu două articulații;
0,7 S – pentru arce cu trei articulații, în cazul încărcării simetrice;
0,5 S – pentru arce cu două și trei articulații, în cazul încărcărilor nesimetrice;
S – fiind lungimea totală a arcului.

În cazul în care valoarea momentului încovoietor M este mică, arcul se calculează la compresiune cu flambaj pentru efortul axial N care acționează la 1/4 din deschidere. Stabilitatea arcului în planul normal pe planul de curbă se face pentru porțiunea dintre panele acoperișului, fără a ține seama de momentul încovoietor.

Mărimea împingerii la arcele cu două articulații în formă de arc de cerc sau parabolă, la care săgeata $f < 1/4$ din deschiderea l, iar înălțimea secțiunii transversale $h < l/30$, se determină ca pentru un arc cu trei articulații.

5.5. STABILITATEA SPAȚIALĂ A STRUCTURILOR DIN ELEMENTE PLANE. CONTRAVÂNTUIRI

Structurile portante realizate din elemente plane se calculează, în general, pentru încărcări a căror direcție de acționare coincide cu planul structurii. Pentru preluarea încărcărilor orizontale provenite din vânt, seism sau alte încărcări întâmplătoare, a căror direcție de acționare nu coincide cu planul structurii, se impune prevederea unui sistem de contravântuire longitudinală, care împreună cu elementele structurii portante să formeze un sistem spațial rigid. Rigidizarea structurii de bază în sens longitudinal se realizează, de obicei, cu elemente suplimentare (de contravântuire), care se pot amplasa atât în planul acoperișului, cât și în planul pereților longitudinali, sau în cei frontali.

În consecință, stabilitatea spațială a unei construcții realizate din elemente plane se asigură, în general, prin prevederea unor contravântuiri speciale de rigidizare, care preiau forțele ce acționează perpendicular pe planul structurii principale de rezistență și le transmit reazemelor (pereților portanți) sau direct fundațiilor. În acest caz, contravântuirile apar ca niște sisteme plane nedeformabile, dispuse, în general, în planul acoperișului (fig. 5.95, *a*).

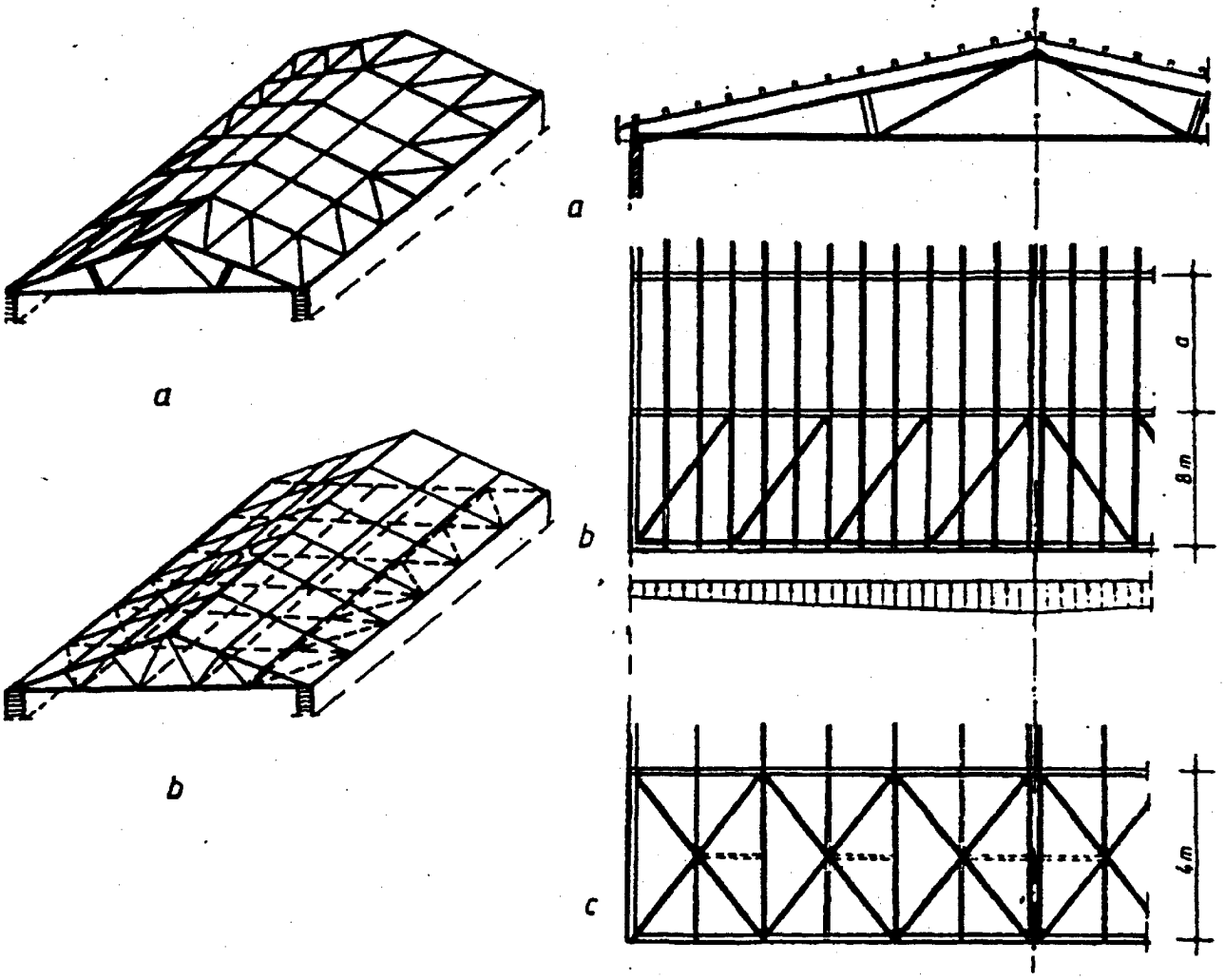


Fig. 5.95. Scheme de principiu privind contravântuirea spațială a structurilor realizate din elemente portante plane.

În cazul acoperișurilor cu tavan (suspendat), sistemul de contravântuire se poate dispune în planul tavanului (orizontal), pe contur (fig. 5.95, *b*).

Contravântuirile în planul acoperișului se pot dispune în diferite noduri.

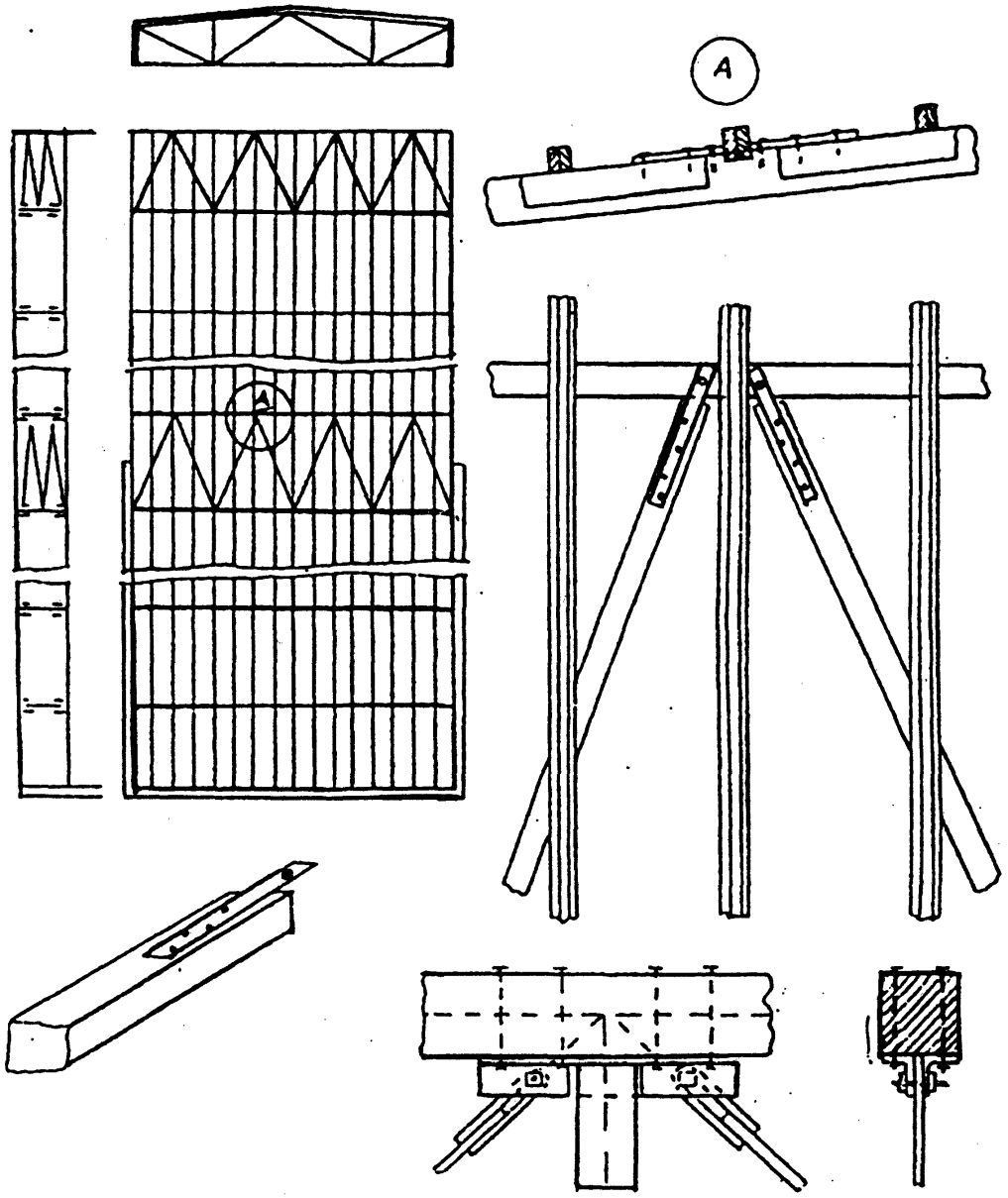
Verificarea elementelor de rezistență ale acoperișului la acțiunea solicitărilor provenite din vânt, în cazul unei construcții închise, nu este necesară atunci când acoperișul este realizat din grinzi cu zăbrele (ferme) fără luminator sau din alte elemente de acest gen. În acest caz, prinderea elementelor acoperișului trebuie verificată la smulgere, provocată de sucțiunea vântului. Dacă, însă, acoperișul face parte dintr-o construcție deschisă parțial sau total, respectiv dacă este prevăzut cu

luminator sau alte elemente asemănătoare, acţiunea vântului va trebui luată în consideraţie în calcul, atât pentru structura de rezistenţă, cât şi pentru sistemul de contravântuire spaţială a construcţiei.

Încărcarea din vânt care acţionează în sens transversal este preluată, în general, de scheletul structurii principale de rezistenţă al clădirii, format din pereţi portanţi, cadre, arce etc.

În cazul construcţiilor cu pereţi longitudinali portanţi care transmit încărcarea din acţiunea vântului pereţilor transversali dispuşi la intervale mari, sau celor frontali, acoperişul acestora trebuie să fie suficient de rigid. În acest scop, se prevăd, în general, contravântuiri longitudinale, care se pot dispune în planul acoperişului sau în plan orizontal (fig. 5.95, *a*, *b*).

Încărcarea din vânt care acţionează în sens longitudinal trebuie să fie preluată de pereţii longitudinali şi scheletul pereţilor, care poate fi realizat din zidărie sau elemente verticale de rezistenţă (stâlpi încastraţi în fundaţie şi rezemaţi pe elementele de acoperiş, prin care încărcarea orizontală din vânt se transmite direct fundaţiei, la partea inferioară, şi acoperişului, la partea superioară).



Un alt mod de alcătuire a scheletului pereţilor frontali şi a sistemului de contravântuire a construcţiei, pentru preluarea sarcinilor orizontale din vânt în sens longitudinal, îl poate constitui sistemul de contravântuire sub forma unor grinzi cu zăbrele orizontale, sau amplasate în planul acoperişului.

Contravântuirile se pot dispune fie la cele două capete ale construcţiei, fie la mijlocul ei (fig. 5.96). În acest caz, încărcarea din vânt de la pereţii frontali se transmite prin intermediul stâlpilor la elementele de contravântuire dispuse în planul acoperişului, iar acestea, la rândul lor, o transmit pereţilor longitudinali.

La construcţii cu schelet portant, format din cadre cu două sau trei articulaţii, preluarea încărcăturilor orizontale din vânt, seism etc. în sens longitudinal se realizează, de obicei, prin intermediul unui sistem de contravântuire spaţial, care se dispune atât în planul acoperişului, cât şi în planul pereţilor.

Dispunerea contravântuirilor spaţiale se face, de obicei, la cele două capete de construcţie, iar în cazul lungimii mari, şi la interiorul acesteia.

Contravântuirile pot fi realizate din lemn ecarisat (dulapi şi rigle) sau din oţel rotund, dispuse sub sau între panele acoperişului. În fig. 5.96 se dă un exemplu de realizare şi detaliile de prindere a elementelor de contravântuire în planul acoperişului.

În cazul structurilor din arce cu trei articulaţii din lemn încleiat sau din ferme segment, la care tălpile inferioare sunt solicitate şi la compresiune, în afara contravântuirilor prevăzute în planul acoperişului, trebuie prevăzute şi contravântuiri verticale, pentru reducerea lungimii de flambaj şi pentru asigurarea stabilităţii tălpilor inferioare, după unul din procedeele arătate.

STRUCTURI SPAȚIALE DIN LEMN

6.1. DATE GENERALE

În domeniul construcțiilor, structurile spațiale din lemn au căpătat o extindere mare peste hotare, mai ales la realizarea acoperișurilor, datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă acestea față de structurile realizate din elemente plane, atât din punct de vedere al economiei de material și de costuri, cât și din cel al posibilităților largi de rezolvare funcțională și arhitecturală. Ele au început să fie folosite pe scară din ce în ce mai largă, atât la construcțiile social-culturale, cât și la cele cu caracter industrial.

În cazul construcțiilor realizate din elemente de construcții plane (grinzi, ferme, cadre, arce etc.), pentru simplificarea calculelor se consideră că sunt acționate de încărcări numai în planul lor și că lucrează independent unele de altele. În realitate, datorită prezenței elementelor șarpantei (pane, astereală etc.) și a contravântuirilor dispuse în sens longitudinal, acoperișurile realizate din elemente de construcții plane apar în final ca niște sisteme spațiale cu un anumit grad de conlucrare, de care însă în calcul nu se ține seama.

Structurile spațiale reprezintă o extindere firească a realizărilor constructive, de la cele bazate pe utilizarea elementelor de construcții portante dispuse pe o singură direcție, la cele cu elementele structurale dispuse pe două direcții, obținându-se astfel o serie de efecte pozitive, atât în ceea ce privește conformarea structurii, cât și în ceea ce privește comportarea generală a construcției la acțiunea încărcărilor verticale și orizontale.

Particularitatea distinctivă a unui sistem spațial, spre deosebire de sistemele plane, constă în aceea că distrugerea unui element din structură nu poate să ducă la dărâmarea întregii construcții. Într-un asemenea caz, se realizează o redistribuire a eforturilor în celelalte elemente ale structurii legate spațial cu elementul distrus.

Distrugerea unei construcții spațiale se poate produce din cauza unor deformații mari, care duc la schimbarea formei geometrice generale a construcției.

În unele situații, distrugerea construcției se poate produce și din cauza pierderii stabilității întregului sistem sau a unor elemente separate din el.

Folosirea construcțiilor spațiale din lemn, în general, este rațională în următoarele cazuri:

– la construcții cu deschideri relativ mari, când se urmărește utilizarea întregului gabarit interior al construcției, cazul depozitelor de materiale și materii

– la construcţii solicitate la împingeri, la care se urmăreşte ca împingerea să fie transmisă nu concentrat, ci distribuit pe întreaga lungime a fundaţiilor sau a pereţilor longitudinali;

– la construcţii cu destinaţii speciale, la care este necesar să se prevadă în pereţii longitudinali goluri pentru porţi, de exemplu la hangare de avioane, când rezemarea se realizează pe pereţii frontali;

– la acoperişuri pentru clădiri de formă circulară, pătrată sau poligon regulat, de tipul cupolelor şi bolţilor închise etc.

În general, utilizarea structurilor spaţiale de lemn nu este raţională la clădiri cu umiditate ridicată şi la acoperişuri cu dolii, din cauza pericolului de îngrămădire a zăpezii.

Dintre tipurile de structuri spaţiale analizate, cele mai indicate sunt acelea care se realizează pe cale industrială, din elemente tip (bolţi şi cupole lamelare, cupole geodezice etc.).

Spre deosebire de structurile realizate din elemente plane, la construcţiile spaţiale, elementele principale ale structurii de rezistenţă nu sunt dispuse în acelaşi plan, ci în plane diferite, formând un sistem spaţial rigid, capabil să preia solicitări în orice direcţie. În consecinţă, calculul privind determinarea eforturilor, la un sistem spaţial, reprezintă în general o problemă, din punct de vedere static, multiplu nedeterminată, a cărei rezolvare practică prin utilizarea metodelor obişnuite nu întotdeauna este posibilă. De aceea, în vederea simplificării calculului şi proiectării, de foarte multe ori se recurge la metode aproximative, care constau în descompunerea structurii spaţiale în elemente plane independente, sau se transformă într-un sistem de elemente plane echivalente, ţinând seama într-o măsură mai mică sau mai mare de conlucrarea spaţială.

6.2. CLASIFICAREA STRUCTURILOR SPAŢIALE

Structurile spaţiale din lemn utilizate la construcţii de acoperişuri se pot clasifica după: forma în plan a construcţiei, forma geometrică a acoperişului şi modul de alcătuire constructivă.

După forma în plan a construcţiei, acoperişurile cu structura spaţială din lemn pot fi de formă dreptunghiulară, poligonală şi circulară (fig. 6.1).

După forma geometrică, acoperişurile cu structura spaţială se pot clasifica în: bolţi cilindrice, bolţi întretăiate (închise), pânze poligonale sau suprafeţe cutate şi cupole (fig. 6.2.).

După modul de alcătuire constructivă, acoperişurile cu structura spaţială se pot realiza sub formă de: bolţi-membrane subţiri, cu sau fără nervuri de rigidizare; suprafeţe cutate cu nervuri de rigidizare; bolţi lamelare; cupole-membrane subţiri, cu nervuri de rigidizare; cupole lamelare; cupole din arce cu trei articulaţii; cupole geodezice.

Structurile spaţiale, cu toată diversitatea lor, se pot grupa în următoarele trei categorii principale: membrane subţiri curbe, cu sau fără nervuri de rigidizare; pânze sau suprafeţe cutate, cu nervuri pentru sporirea rigidităţii; sisteme lamelare şi din

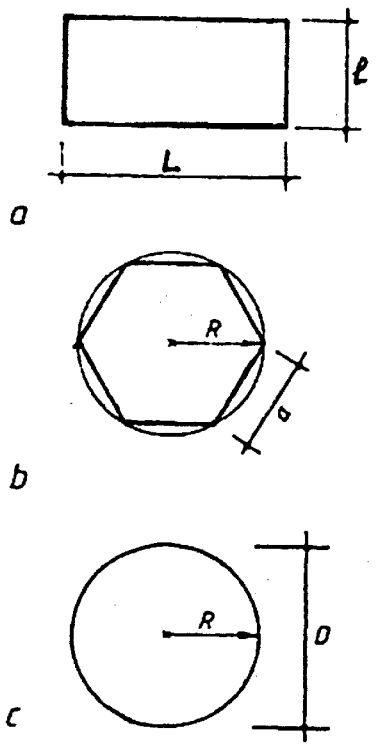


Fig. 6.1. Forma în plan a acoperişurilor cu structură spaţială din lemn.

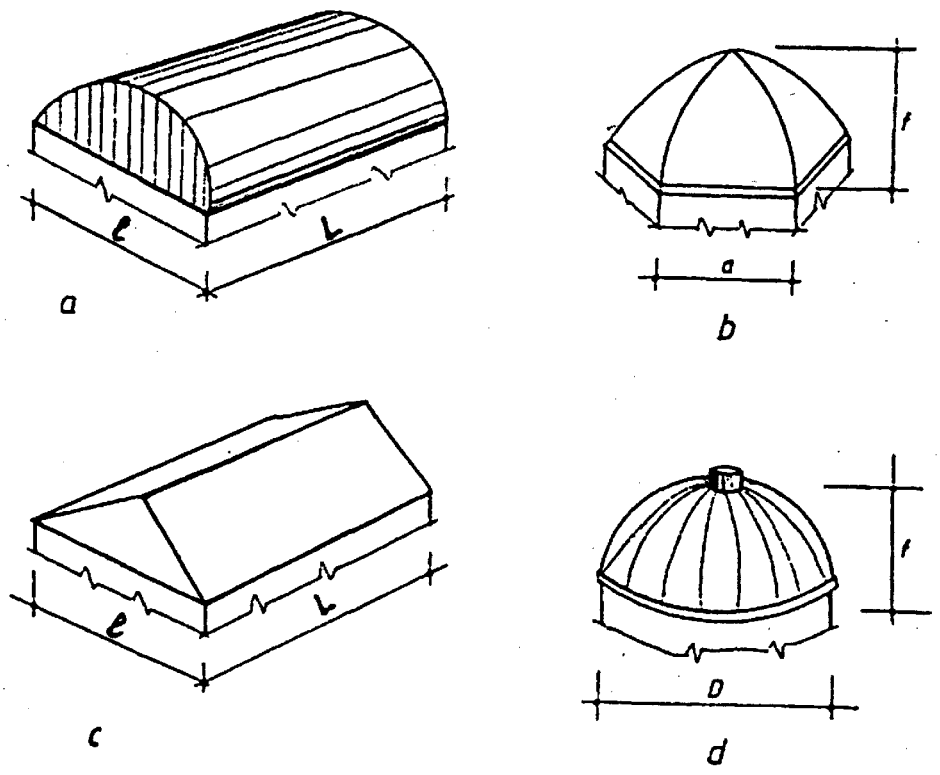


Fig. 6.2. Forma geometrică a acoperişurilor cu structură spaţială.

Dintre structurile spaţiale utilizate frecvent la construcţii de acoperişuri se numără bolţile lamelare cilindrice, mai ales în cazul clădirilor având forma în plan dreptunghiulară şi rezemarea pe pereţi portanţi sau cadre de beton armat continue, pânzele poligonale de tipul suprafeţelor cutate şi membranele subţiri care se utilizează, de regulă, în cazul rezemării discontinue pe stâlpi.

Bolţile închise sunt utilizate în cazul rezemării pe contur, la clădiri de formă poligonală în plan, iar cupolele, în cazul rezemării continue pe contur la clădiri de formă circulară, cu deschideri mari.

La structuri spaţiale realizate din mai multe structuri, cum sunt bolţile-membrane cu simplă sau dublă curbură şi pânzele poligonale alcătuite din mai multe structuri, la care elementele secundare sunt combinate în general cu elemente de construcţii portante, apare pericolul de acumulare a umidităţii, în perioadele reci, ca urmare a fenomenului de condens, creându-se astfel condiţii favorabile pentru putrezirea elementelor din lemn. Pentru ca eficienţa acestor sisteme, din punct de vedere tehnic şi economic, să nu fie anihilată prin distrugerea lor rapidă din cauza putrezirii, o atenţie mare trebuie acordată măsurilor menite să asigure un regim eficient de ventilaţie a acoperişului. Totodată, se impune prevederea unei învelitori sigure, amplasarea corectă a straturilor de izolaţie termică şi a barierei contra vaporilor, întrebuinţarea unor materiale izolatoare care nu putrezesc şi sunt incombustibile, iar materialul lemnos să fie protejat în prealabil împotriva putrezirii şi a focului. Dintre structurile spaţiale descrise, cele mai eficiente din acest punct de

vedere sunt bolţile şi cupolele lamelare, cupolele din arce încleiate şi cupolele geodezice, care, nefiind construcţii combinate, elimină neajunsurile menţionate mai sus prin însăşi structura sistemului constructiv.

6.3. BOLŢI-MEMBRANE

Bolţile-membrane sunt construcţii cu pereţi subţiri alcătuite din mai multe straturi suprapuse din scânduri sau din scânduri şi produse pe bază de lemn (placaj de construcţie etc.), îmbinate între ele cu mijloace tradiţionale (cuie) sau moderne (adezivi).

După forma geometrică a acoperişului, bolţile-membrane se împart în: bolţi-membrane subţiri de formă cilindrică; bolţi-membrane subţiri întretăiate (închise).

Din punct de vedere constructiv, bolţile-membrane subţiri se pot realiza cu sau fără nervuri de rigidizare. În cazul deschiderilor mai mari, bolţile-membrane se realizează, de regulă, cu nervuri de rigidizare, dispuse la 1,5–2,5 m interval.

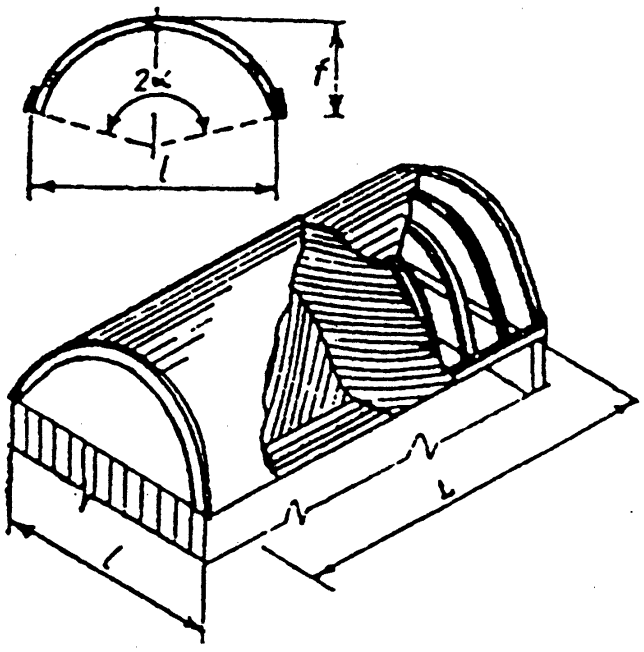
Bolţile-membrane cu pereţii subţiri sunt indicate pentru acoperirea construcţiilor social-culturale, sportive şi cu alte destinaţii, având deschideri realtiv mari.

6.3.1. BOLŢI-MEMBRANE CILINDRICE

Acoperişurile de tipul bolţilor cilindrice se folosesc, de obicei, pentru acoperirea construcţiilor având în plan formă dreptunghiulară, deschiderea de 12–20 m şi un raport dintre săgeată şi deschidere $f/l = 1/4–1/8$ (fig. 6.3).

Pentru realizarea bolţilor cilindrice este indicat să se adopte schema constructivă cu unghiul la centru $2\alpha \geq 120°$.

Bolţile-membrane cilindrice se pot realiza cu rezemare pe pereţii portanţi longitudinali, sau cu rezemare pe pereţii frontali. Varianta cu rezemare pe pereţii portanţi frontali se adoptă atunci când pentru accesul în clădire sunt reclamate goluri cu deschideri mari, care nu pot fi amplasate în pereţii frontali, (cazul hangarelor pentru avioane etc.). În acest caz, este necesară întărirea marginilor longitudinale cu elemente de rigidizare suplimentare, dispuse atât în planul acoperişului, cât şi în plan orizontal. În cazul bolţilor-membrane rezemate pe pereţii frontali, se recomandă ca distanţa dintre reazemele frontale L să nu depăşească de 2,5 ori deschiderea l.



Din punct de vedere constructiv, bolţile-membrane cilindrice sunt alcătuite din următoarele straturi: un strat longitudinal dispus la partea inferioară; două straturi oblice dispuse la 45°; un strat longitudinal dispus la partea superioară; nervuri (arce) de rigidizare.

ponenţa membranei se îmbină între ele prin intermediul unui adeziv (clei) rezistent la acţiunea umidităţii şi biodegradării. Presarea straturilor în timpul încleierii se realizează cu ajutorul cuielor dispuse constructiv. Distanţa între nervurile de rigidizare se ia, în general, între 2 şi 3 m.

6.3.2. BOLŢI-MEMBRANE ÎNTRETĂIATE

Acest tip de acoperiş se poate adopta în cazul construcţiilor cu pereţi portanţi având forma în plan poligonală. Ele sunt indicate pentru deschideri de 20–40 m, având raportul f / l cuprins între 1/3 şi 1/6.

Bolţile-membrane închise se realizează, de obicei, cu nervuri de rigidizare şi cu rezemare continuă pe pereţii portanţi.

Din punct de vedere constructiv, ele sunt alcătuite, ca şi bolţile-membrane cilin-drice, din două straturi orizontale dispuse la partea inferioară şi superioară, între care se aşază straturile oblice, asamblate prin intermediul unui adeziv rezistent la acţiunea umidităţii şi biodegradării. Nervurile de rigidizare se dispun la intervale de 1,5–2,5 m.

6.4. SUPRAFEŢE CUTATE

Acoperişurile de tipul suprafeţelor cutate sunt construcţii spaţiale, având în general formă poligonală (fig. 6.2 *c*). Prin intermediul lor se pot acoperi deschideri variind de la 10 până la 30 m. Raportul dintre săgeata f şi deschidere poate varia între 1/2 şi 1/3.

Din elementele cu pereţi subţiri se pot realiza acoperişuri spaţiale formate din una sau mai multe suprafeţe cutate, dispuse paralel sau radial, rezemate pe pereţii frontali sau pe stâlpi (fig. 6.4).

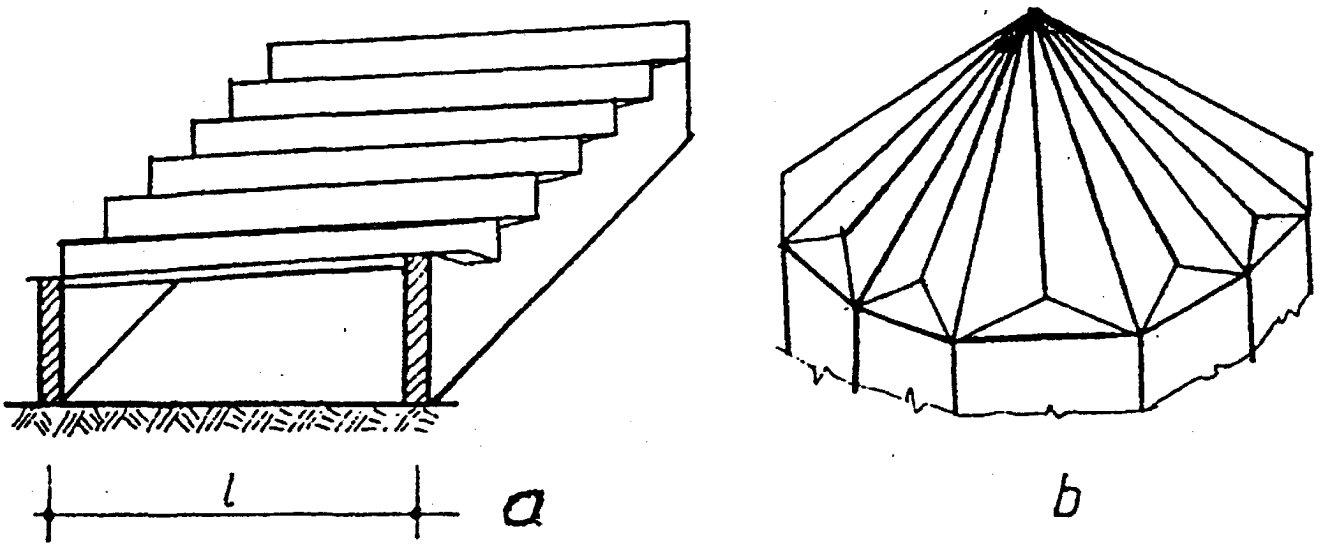


Fig. 6.4. Acoperişuri spaţiale formate din suprafeţe cutate:
a – dispuse paralel; *b* – radial.

Acoperișurile formate din una sau mai multe suprafețe cutate dispuse paralel se utilizează, de obicei, la construcții având formă dreptunghiulară în plan, la care porțile de acces sunt amplasate în pereții longitudinali.

În cazul construcțiilor de formă circulară sau poligonală în plan, acoperișul spațial se obține prin dispunerea suprafețelor cutate în sens radial.

Suprafețele cutate se obțin, de obicei, din elemente plane înclinate, cu pereții subțiri alcătuiți din două straturi de scânduri încrucișate, având marginile întărite cu dulapi dispuși în sens longitudinal și rigidizări transversale care se dispun la 1,5–3,0 m interval.

Elementele plane cu pereți subțiri sunt alcătuite din două scânduri dispuse la 45°, având marginile longitudinale întărite cu două rânduri de scânduri la partea inferioară întinsă, respectiv cu dulapi la partea superioară comprimată.

Asamblarea elementelor plane cu pereții subțiri se face prin intermediul unor rigidizări transversale de formă triunghiulară, dispuse în sens longitudinal.

Pentru prinderea învelitorii, care de obicei este formată din plăci ondulate de azbociment, se prevăd șipci de lemn dispuse în sens longitudinal.

Acoperișurile spațiale formate din una sau mai multe suprafețe cutate dispuse paralel, rezemate pe pereții frontali, sunt indicate pentru construcții cu caracter industrial, la care, prin natura proceselor ce se desfășoară în interiorul lor, este necesar ca porțile de acces să fie amplasate în pereții longitudinali.

În cazul construcțiilor cu caracter social-cultural, cu deschideri mari, la care pe lângă cerințele funcționale se urmărește realizarea unui ansamblu arhitectural și estetic interior mai deosebit, sunt indicate acoperișuri spațiale alcătuite din suprafețe cutate dispuse radial.

Datorită avantajelor pe care le prezintă structurile spațiale cu pereții subțiri din punct de vedere arhitectural și tehnico-economic, acoperișurile ușoare din lemn, de diferite forme geometrice, au căpătat în ultimul timp o extindere tot mai mare în sistemul construcțiilor de peste hotare, mai ales la construcțiile cu caracter social-cultural. Utilizarea pe scară largă se datorează și faptului că marea majoritate a acoperișurilor spațiale de tipul suprafețelor cutate se pretează la tipizare și prefabricare.

În vederea asigurării unei durabilități cât mai ridicate, la proiectarea, executarea și exploatarea acoperișurilor spațiale de tipul suprafețelor cutate, o atenție deosebită trebuie acordată măsurilor de protecție împotriva focului și biodegradării. În acest sens, acoperișurile trebuie să se prevadă cu un sistem eficient de aerisire, iar materialul lemnos utilizat la realizarea lor trebuie să fie tratat în prealabil împotriva focului și biodegradării (putrezirii).

6.4. BOLȚI LAMELARE

6.5.1. DATE DE BAZĂ

Bolțile lamelare sunt construcții spațiale alcătuite din elemente (lamele) prefabricate, tipizate, care se așază pe două direcții ce se intersectează, formând două familii de curbe alipoidale.

În general, acoperişurile spaţiale de tipul bolţilor lamelare au în secţiune transversală formă circulară sau ogivală (fig. 6.5). Din acelaşi tip de lamele se pot executa şi alte tipuri de acoperişuri spaţiale, ca de exemplu bolţi-lamelare întretăiate şi cupole-lamelare (fig. 6.6).

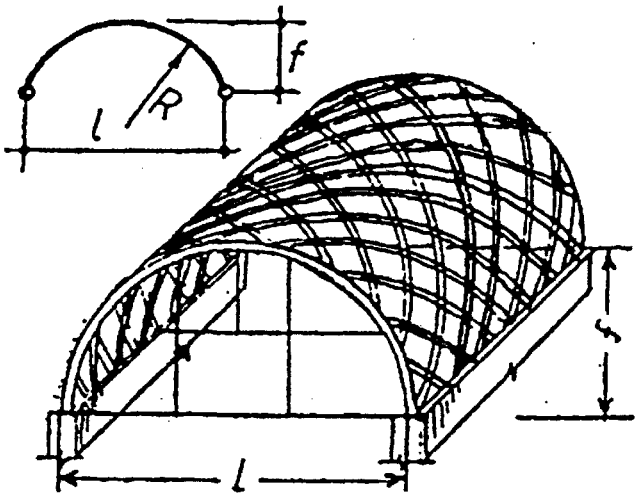


Fig. 6.5. Scheme statice şi vederea generală a unui acoperiş lamelar de formă cilindrică.

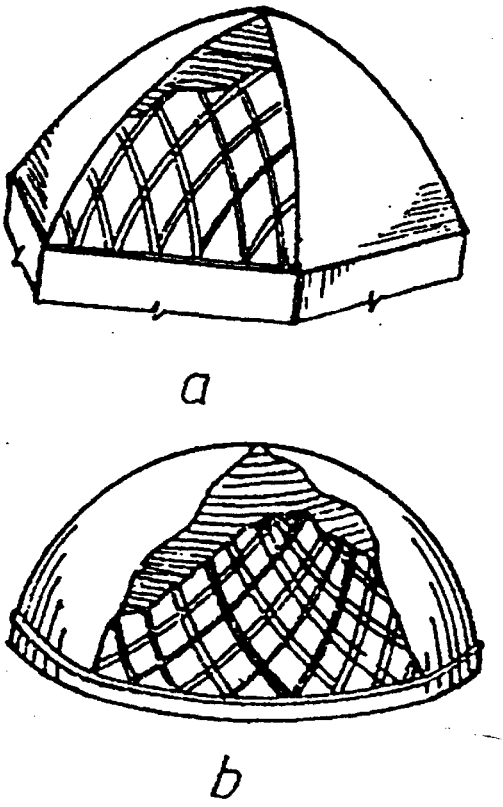


Fig. 6.6. Vedere generală a acoperişurilor lamelare de tipul bolţilor întretăiate şi cupolelor sferice.

În practică, o extindere mai mare au căpătat bolţile lamelare de formă circulară sau ogivală, prin intermediul cărora se pot acoperi deschideri de la 12 până la 60 m, sau chiar 80 m în condiţii foarte avantajoase.

În cazul bolţilor lamelare de formă circulară se recomandă ca raportul $f/l \geq 1/7$, iar la bolţile lamelare de formă ogivală, $f/l \geq 1/4$.

Structurile lamelare, în general, se caracterizează printr-un grad ridicat de industrializare, prin simplitatea şi rapiditatea execuţiei şi posibilitatea fixării învelitorii direct pe reţea.

Bolţile lamelare, din cauza multiplelor avantaje pe care le prezintă din punct de vedere tehnico-economic, apar în etapa actuală ca cele mai eficiente soluţii constructive, mai ales în cazul deschiderilor mari. Domeniul de utilizare a lor poate fi foarte variat. În mod frecvent ele se folosesc pentru acoperirea halelor industriale şi la unele construcţii civile, mai ales la cele cu caracter social-cultural.

Caracteristica distinctivă a tuturor acoperişurilor lamelare constă în:

– gradul ridicat de tipizare a lamelelor, care permite realizarea lor pe calea industrială, ceea ce corespunde întru totul cerinţelor moderne privind industrializarea şi tipizarea construcţiilor;

– realizarea structurii spaţiale din lamele de dimensiuni mici, care se pot executa cu secţiune simplă sau compusă;

– greutatea redusă şi uşurinţa la transport şi manipulare a elementelor care compun structura;

– simplitatea şi rapiditatea asamblării şi demontării;

– lipsa contravântuirilor şi posibilitatea executării învelitorii direct, fără să fie necesare alte elemente auxiliare (pane, căpriori etc.).

Bolţile lamelare nu sunt indicate pentru acoperişuri cu laminatoare sau alte elemente asemănătoare, deoarece aglomerările de zăpadă în locurile de racordare ale bolţii cu acestea pot provoca deformaţii mari.

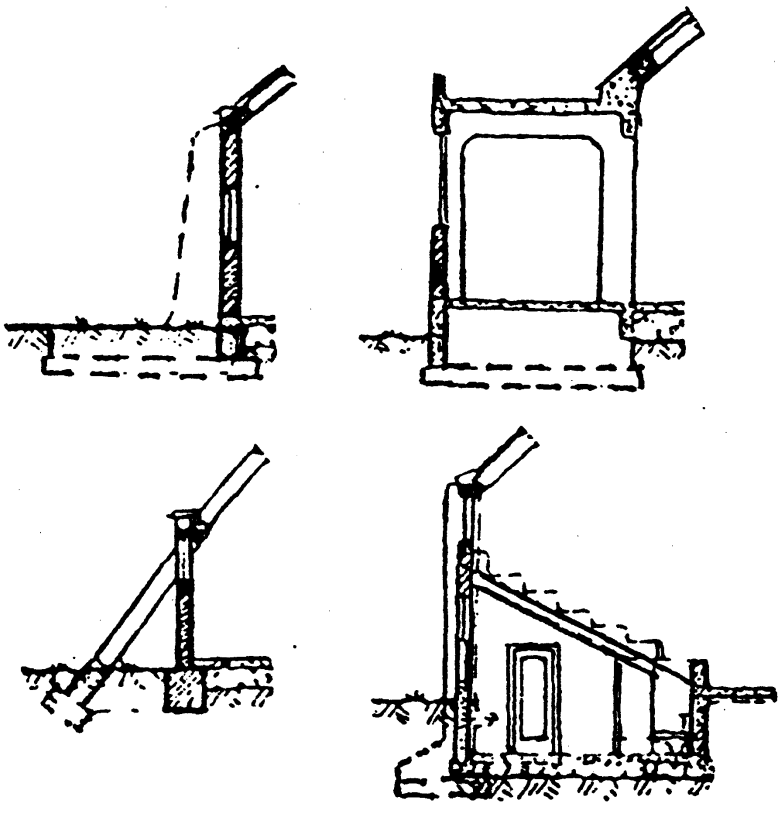
6.5.2. CONSTRUCŢIA BOLŢILOR LAMELARE

Bolţile lamelare se pot realiza de formă cilindrică, din punct de vedere al schemei statice putând fi aproximate cu un arc cu două articulaţii, sau de formă ogivală aproximată cu un arc cu trei articulaţii (fig. 6.5).

Bolţile lamelare de formă cilindrică (arc cu două articulaţii), din motive de rigiditate, trebuie să aibă săgeata $f \geq 1/7$ din deschidere, iar înălţimea secţiunii transversale a lamelelor $h_e = 1/100$ din deschiderea l.

La bolţile de formă ogivală (arc cu trei articulaţii), săgeata bolţii $f = 1/3$ din deschidere, iar săgeata unei semibolţi $f_1 = 1/15$ din coarda semibolţii. Dacă raportul dintre distanţa la care se dispun arcele frontale rigide L şi lungimea arcului bolţii S este ≤ 2, săgeata bolţii de formă ogivală poate fi micşorată până la 1/4 din deschidere.

În general, bolţile cilindrice sau de formă ogivală fac parte din categoria sistemelor structurale care dau împingeri.



În funcţie de destinaţie şi mărimea deschiderii, bolţile lamelare se pot executa cu tirant din metal pentru preluarea împingerii (fig. 6.5), sau fără tirant, când împingerea este transmisă direct fundaţiilor sau unor elemente de o construcţie specială (fig. 6.7).

Lamelele tipizate se pot executa din dulapi de lemn masiv, din lemn încleiat sau din elemente cu secţiune compusă din lemn şi produse superioare din lemn (placaj de exterior, PFL dur).

În cazul lamelelor executate din dulapi de lemn masiv, datorită sortimentului limitat, deschiderea bolţii lamelare nu poate depăşi în general

Pentru realizarea deschiderilor mai mari, este necesară folosirea lamelelor executate din lemn încleiat sau cu secțiune compusă (lemn și placaj de construcție).

În cazul folosirii lemnului încleiat sau a elementelor cu secțiunea compusă din lemn și placaj, dimensiunile lamelelor sunt practic nelimitate, ceea ce conduce la concluzia că din asemenea lamele se pot realiza deschideri de la 20 până la 100 m și chiar peste 100 m. Forma și dimensiunile lamelelor executate din dulapi, din lemn încleiat sau din elemente cu secțiune compusă sunt prezentate în fig. 6.8.

După forma rețelei spațiale, bolțile lamelare se pot realiza cu rețea dreptunghiulară sau rombică (fig. 6.9).

La construcția rețelei acoperișurilor lamelare, se deosebesc trei tipuri de noduri, și anume: noduri curente, în care lamela continuă se îmbină cu lamela întreruptă *A*; noduri reazem *B*, la care lamelele se îmbină cu o riglă (cosoroabă) dispusă de-a lungul peretelui; noduri frontale *C*, în care se realizează îmbinarea lamelelor cu arcul fronton.

Nodurile din câmpul curent ale rețelei sunt formate din trei lamele, din care una este continuă și trece prin nodul considerat fără să fie întreruptă, iar celelalte două, care vin în contact cu lamela continuă, sunt întrerupte.

Bolțile cu rețea dreptunghiulară sunt mai simplu de executat, deoarece nu necesită o tăiere oblică a capetelor și a locașului lamelei, cum este cazul la bolțile cu rețea rombică. Cu toate acestea, mai ales pentru deschideri mari, sunt mai indicate bolțile cu rețea rombică.

După modul de îmbinare a lamelelor în noduri se deosebesc următoarelor trei sisteme:

– îmbinări care se realizează sub formă de chertări și cepuri (fig. 6.10, *a*);

– îmbinări realizate cu ajutorul șuruburilor (buloanelor) sau prin intermediul unor scoabe de tip special (fig. 6.10, *b*; *c*);

– îmbinări realizate prin intermediul unor piese spațiale din metal sau din poliesteri armați cu fibră de sticlă (fig. 6.10, *d*).

Primele două sisteme fac parte din variantele tradiționale, iar cel de-al treilea reprezintă o variantă modernizată, concepută și realizată pentru prima dată la Facultatea de Construcții din Cluj-Napoca, constituind obiectul unui brevet de invenție. Neajunsul primelor două sisteme (tradiționale) constă în faptul că acestea conduc la excentricități mari, care determină solicitări suplimentare în nodurile rețelei spațiale. În cazul ultimului sistem, prinderea lamelelor în noduri se realizează centric, evitându-se astfel solicitările suplimentare în nodurile rețelei datorate prinderii excentrice a lamelelor.

În cazul primului sistem de îmbinare a lamelelor în noduri, înălțimea locașului chertării, respectiv a cepului, se ia, de obicei, egală cu 1/4 din înălțimea lamelei. Lungimea cepului, la bolțile cu rețea dreptunghiulară, trebuie să fie mai mare sau cel puțin egală cu grosimea lamelei (de obicei 1,5 grosime), iar la bolțile cu rețea rombică, având unghiul ascuțit egal cu 45°, partea scurtă a cepului trebuie să fie de cel puțin 1,4 grosimea lamelei, iar partea lungă, de cel puțin 2,4 ori grosimea lamelei. În vederea realizării unui contact mai strâns al lamelelor în locaș, lățimea acestuia se execută cu 2 mm mai mică decât dublul lățimii cepului. Totodată, extremitățile cepului se execută cu fețele tesite, pentru ușurarea introducerii etanșe în locaș, iar

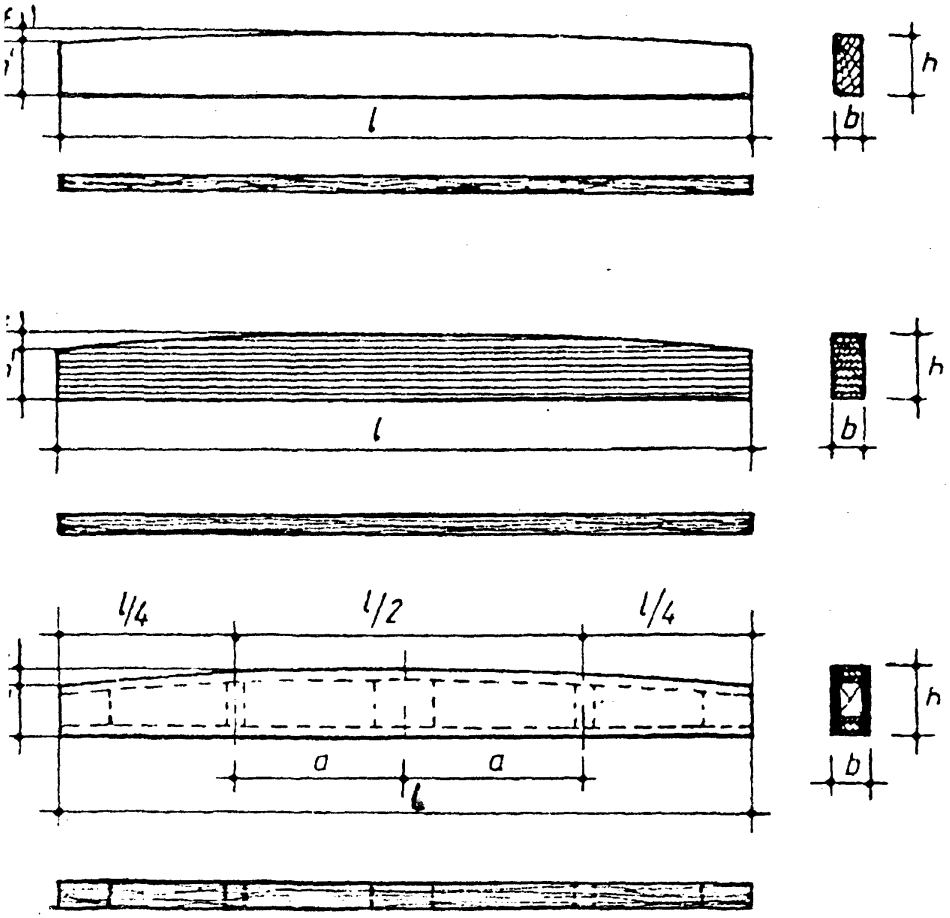


Fig. 6.8. Tipuri de lamele:
a – din lemn obișnuit; *b* – din lemn încleiat;
– cu secțiunea compusă din lemn și placaj de construcție.

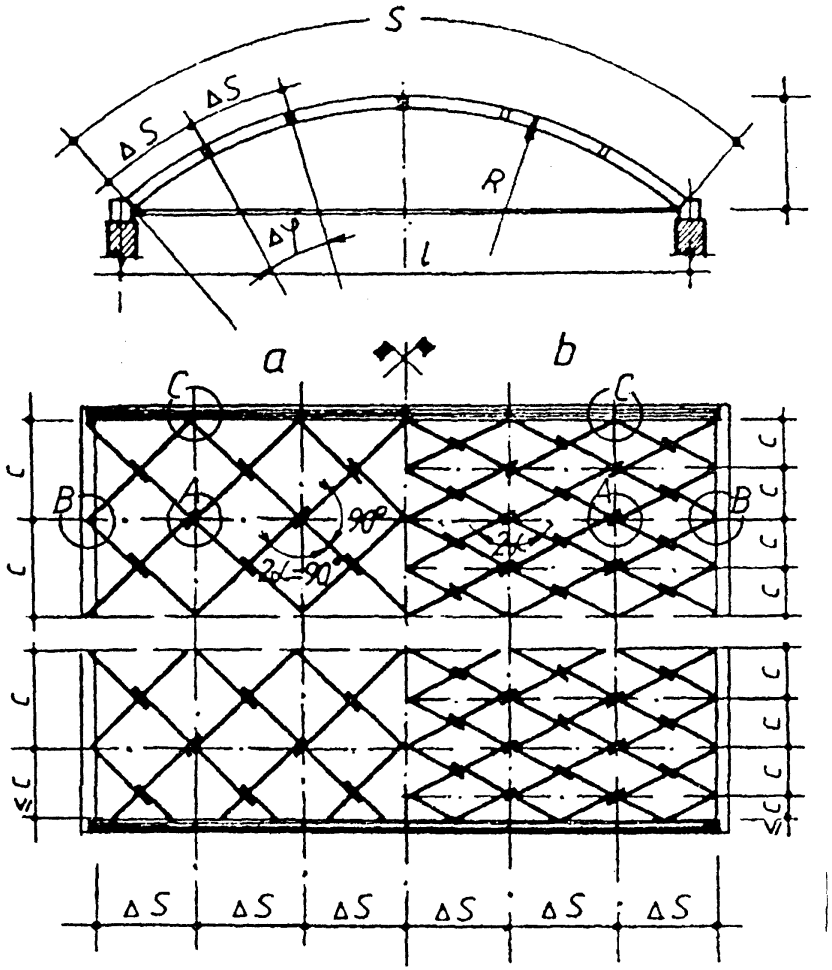


Fig. 6.9. Boltă lamelară cilindrică, cu rețea dreptunghiulară *a* și cu rețea rombică *b*.

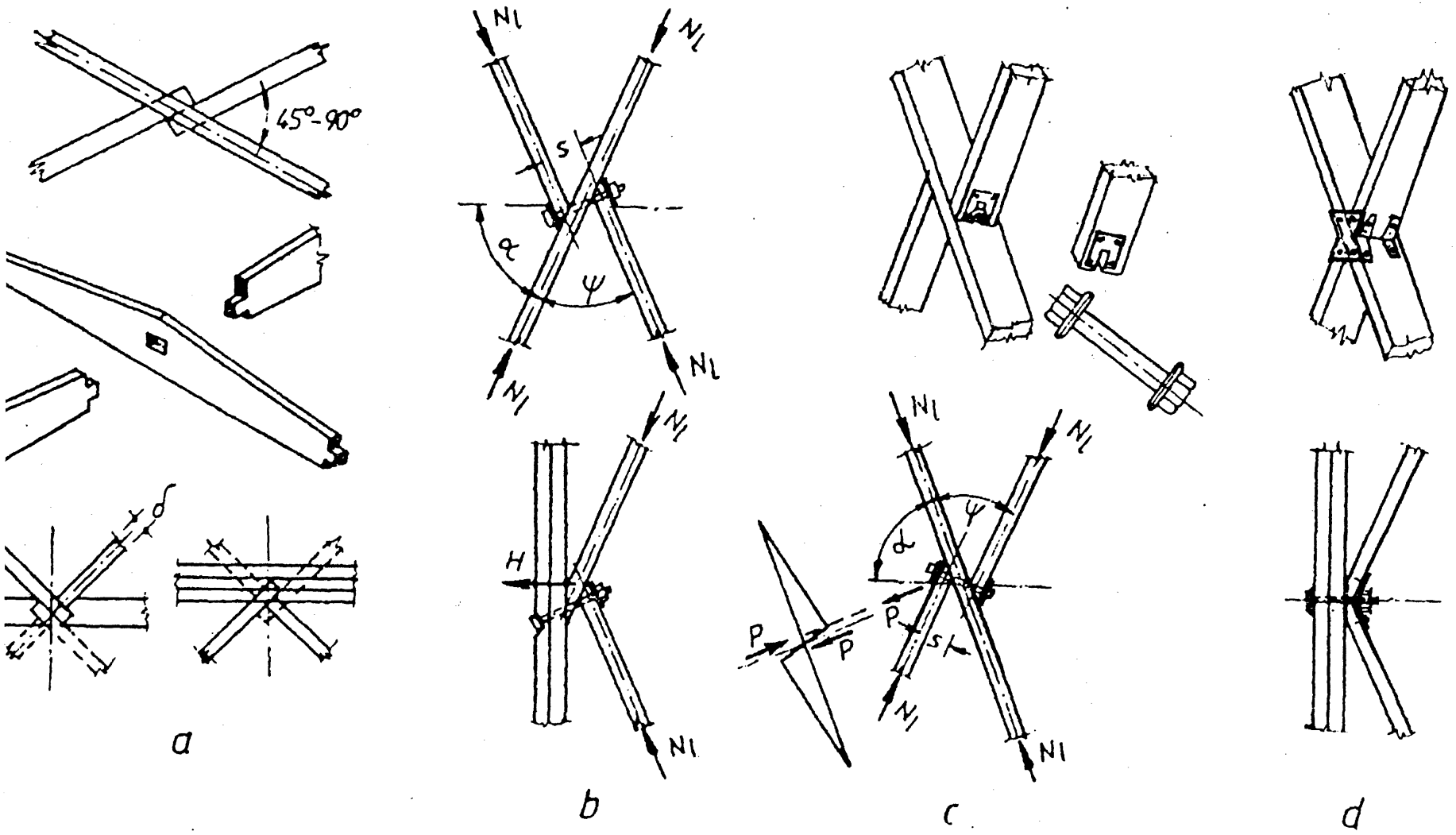


Fig. 6.10. Detalii de îmbinare a lamelelor în noduri:
a – cu cepuri; *b* – cu buloane; *c* – cu scoabe de tip special; *d* – cu piese metalice spațiale.

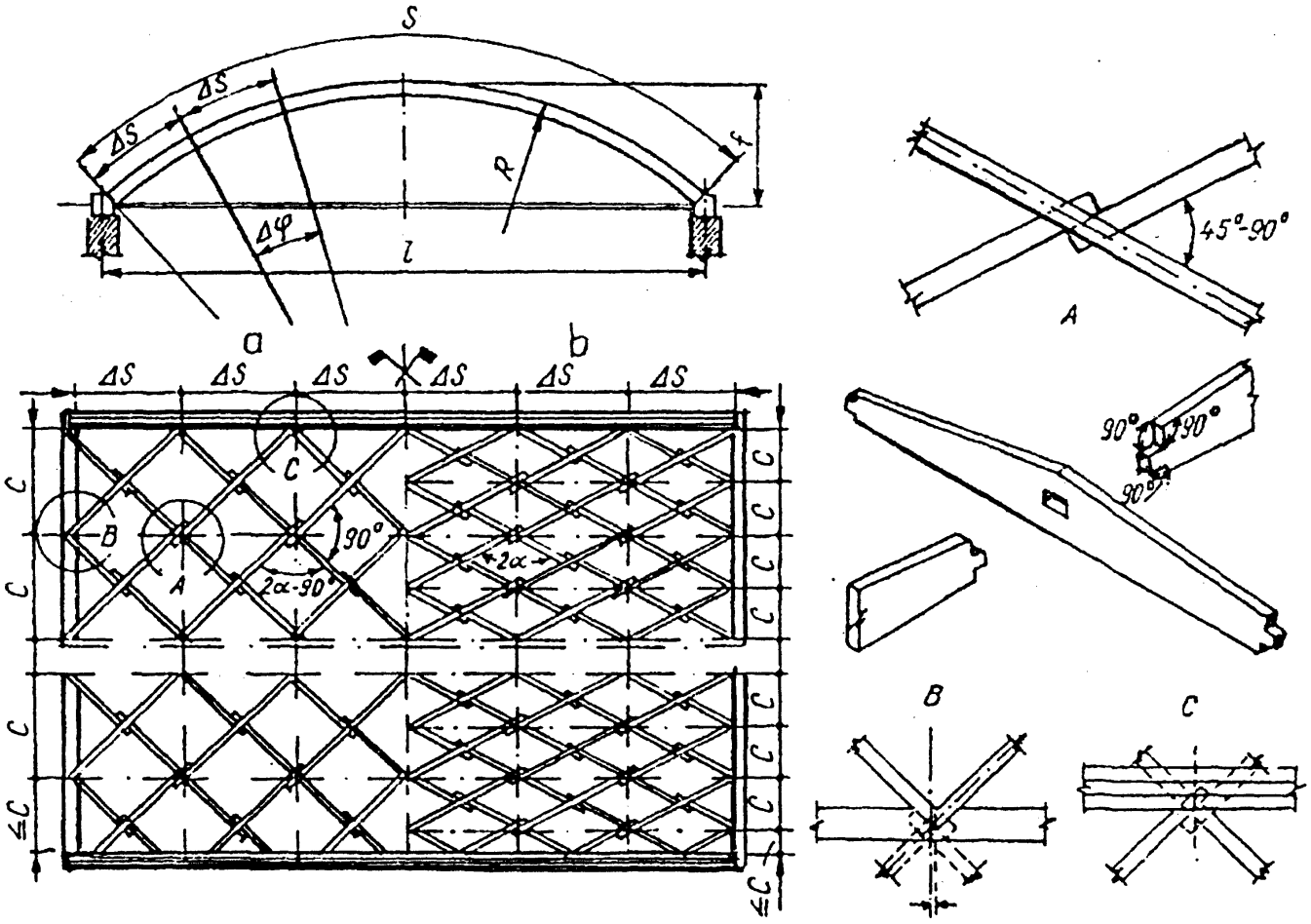


Fig. 6.11. Construcția bolții lamelare cilindrice cu îmbinarea lamelelor în noduri prin cepuri (fără metal)..

încât cepul lamelei superioare să fie montat în locașul peste cepul inferior. În fig. 6.11 se prezintă secțiunea transversală, vederea desfășurată și detaliile caracterisitice pentru o boltă lamelară cilindrică, cu rețea pătrată și rombică având îmbinările rezolvate prin chertări și cepuri.

În cel de-al doilea sistem, îmbinarea lamelelor în nodurile din câmp curent, în zona de reazem și de capăt cu arcul frontal, se realizează cu ajutorul șuruburilor sau al scoabelor de tip special, solicitate la întindere. Datorită excentricităților (distanțelor) mari dintre capetele lamelelor întrerupte în : ona îmbinărilor din câmpul curent, lamelele continue în nod sunt solicitate suplimentar la un moment încovoietor, care acționează în planul normal pe planul lor și de care trebuie să se țină seama în calcul. Un exemplu de boltă lamelară cilindrică cu rețea rombică de 15 m deschidere, care cuprinde pe lângă părțile generale și detaliile privind realizarea îmbinărilor în nodurile caracteristice, este prezentat în fig. 6.12.

În cel de-al treilea sistem, îmbinarea lamelelor în nodurile din câmpul curent, precum și din zona de reazem și de capăt cu arcul fronton se realizează centric, prin intermediul unor piese spațiale preconfecționate din tablă de oțel sau din poliesteri armați cu fibră de sticlă (fig. 6.13). Datorită prinderii centrice a lamelelor în noduri, în acest caz sunt eliminate solicitările suplimentare, precum și o serie de alte neajunsuri

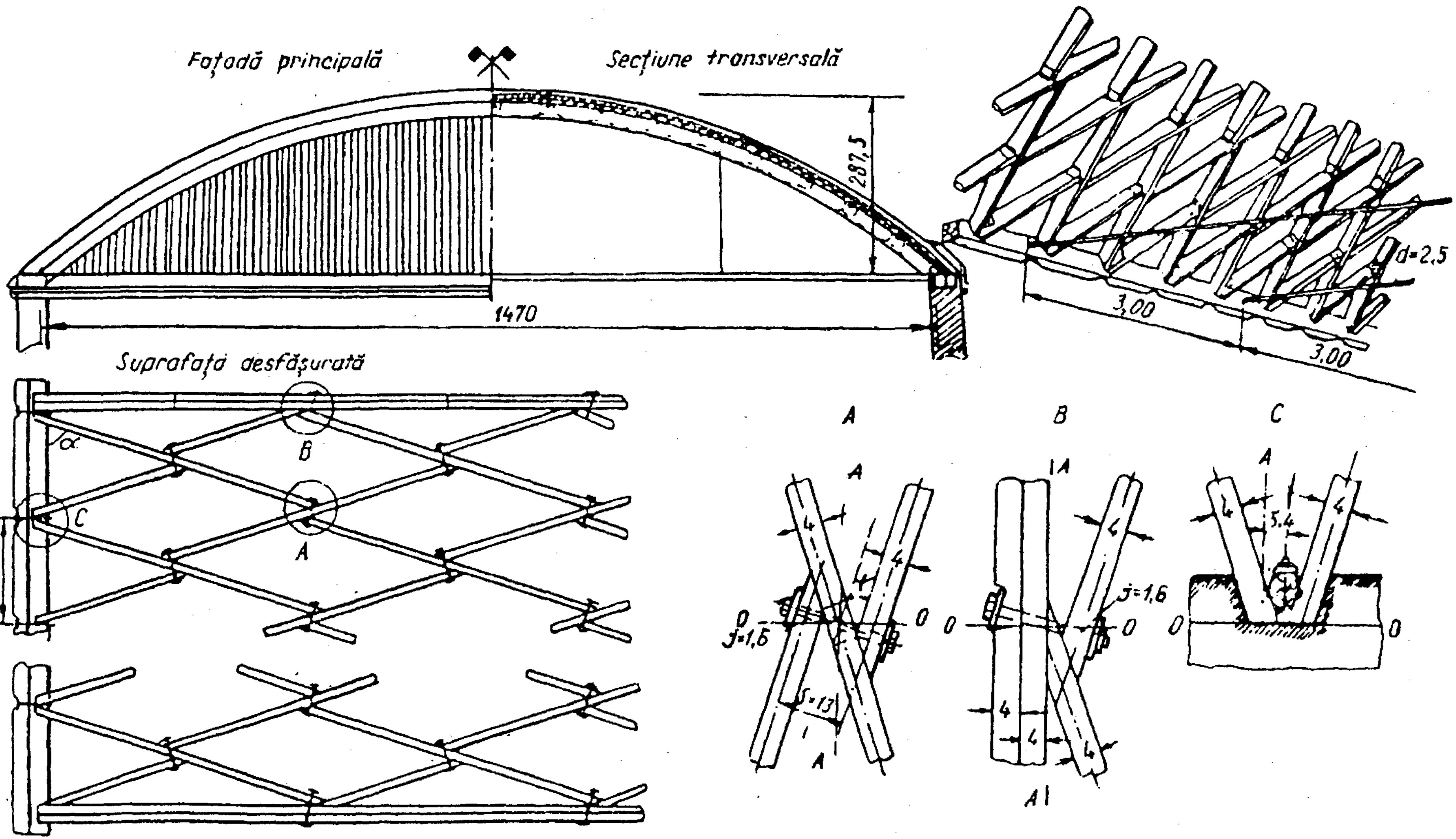


Fig. 6.12. Construcția bolții lamelare cu rețea rombică și detaliile de îmbinare în noduri cu șuruburi (buloane).

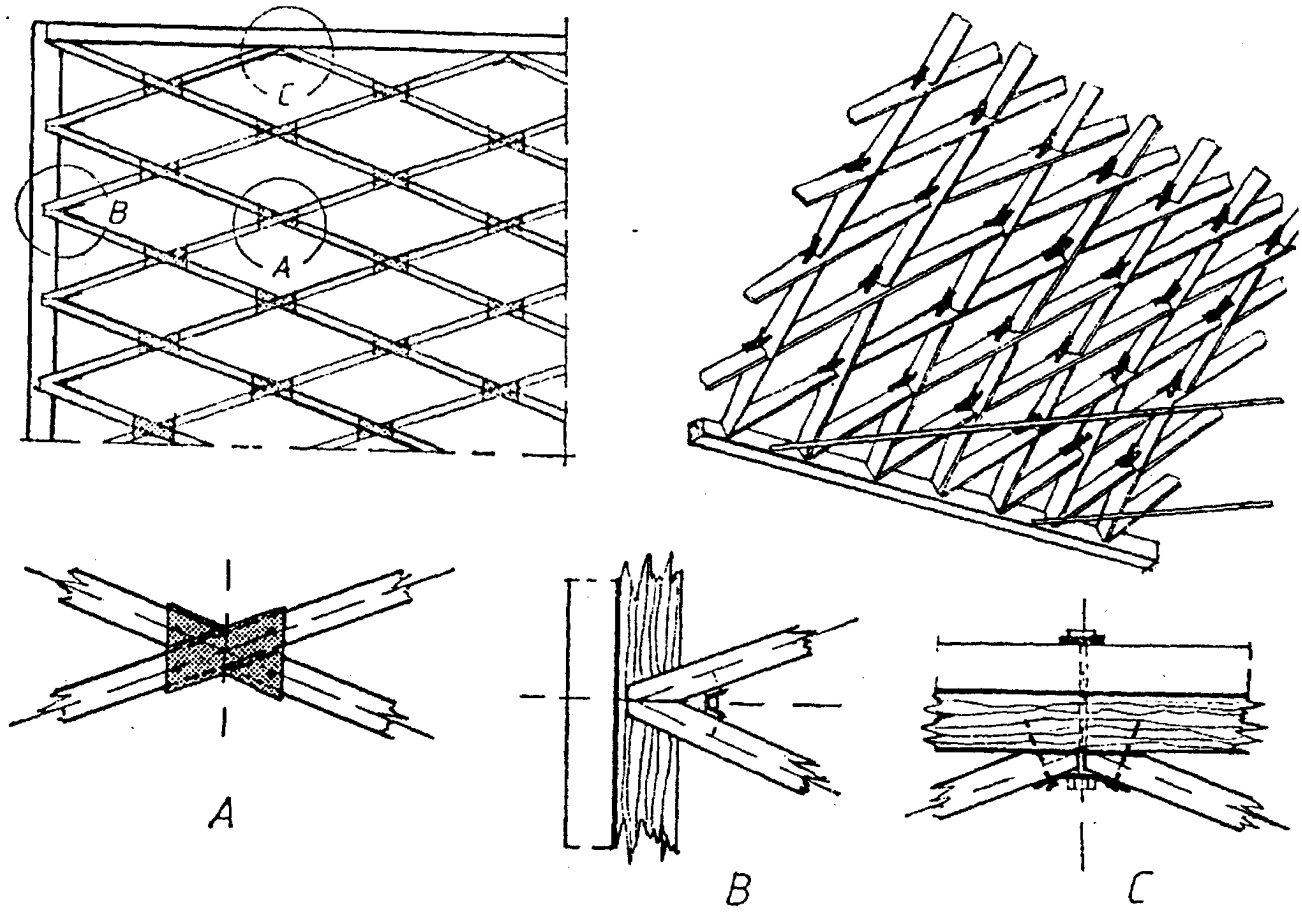


Fig. 6.13. Construcția bolții lamelare cu rețea rombică și detalii de îmbinare în noduri cu piese metalice spațiale.

Pentru preluarea împingerilor se pot prevedea tiranți metalici, care se dispun la anumite intervale, sau elevații speciale, de tipul zidurilor de sprijin.

Tiranții din oțel rotund prevăzuți pentru preluarea efectului de împingere a bolții se dispun în lungul bolții, de obicei la un interval de 3–5 m. Se recomandă ca distanța dintre tiranți să fie multiplul distanței dintre centrele nodurilor. Arcele frontale, care încadrează bolta la capetele ei, se pot executa din două sau mai multe rânduri de lamele tip, sau sub forma unui arc din lemn lamelat încleiat.

În primul caz, îmbinarea lamelelor primului rând al arcului se execută la mijlocul lungimii lamelelor din rândul al doilea. În acest caz, arcele frontale reazemă, de obicei, pe pereții frontali care pot fi realizați din zidărie de cărămidă sau blocuri mici de beton ușor, cu sau fără schelet de beton armat. Contactul dintre lamelele bolții și arcul frontal, de la care începe asamblarea rețelei bolții, se execută în centrele nodurilor.

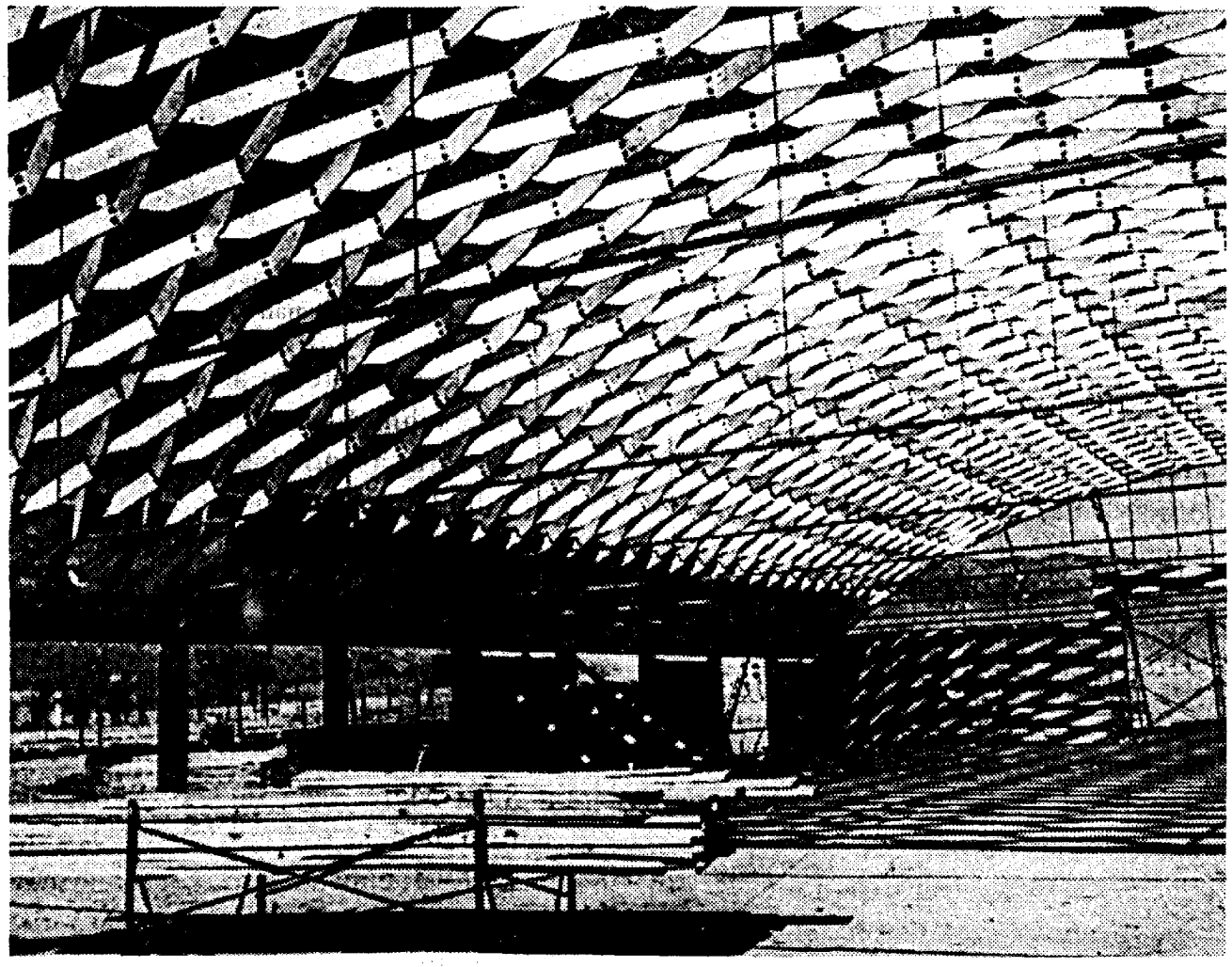
La cel de-al doilea arc frontal (de capăt), îmbinarea lamelelor se realizează prin ajustare la fața locului.

Învelitoarea se fixează de structura lamelară prin intermediul unei podine

Podina (astereala) longitudinală (continuă sau discontinuă) servește nu numai ca suport al învelitorii acoperișului, ci și ca element necesar pentru preluarea forței de împingere longitudinale care se transmite la fronton în direcția generatoarei bolții. În afară de aceasta, podina longitudinală reduce parțial efectul momentului încovoietor care acționează în planul cu rigiditatea minimă a lamelei, datorită prinderii excentrice a lamelelor în noduri.

Acoperișurile lamelare, datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă din punct de vedere constructiv, estetic și tehnico-economic, au căpătat în ultima perioadă o extindere mare la construcțiile de peste hotare, atât la cele social-culturale, cât și la cele cu caracter industrial. Pentru ilustrare, în fig. 6.14 se prezintă o construcție în curs de execuție, având acoperișul realizat sub forma unei bolți lamelare de 30 m deschidere, cu rețea rombică și cu îmbinarea lamelelor în noduri prin intermediul buloanelor (șuruburilor).

Realizări importante în acest domeniu au fost obținute în ultimii ani și în țara noastră. În acest sens, merită să fie menționate preocupările și studiile teoretice și experimentările efectuate în cadrul catedrei de Construcții civile de la Facultatea de Construcții Cluj-Napoca, în vederea proiectării și realizării unui nou tip de acoperiș



spaţial din lamele de lemn, lemn încleiat sau cu secţiune compusă din lemn şi produse noi pe bază de lemn (placaj de construcţie etc.), asamblate prin încleiere, folosind un nou sistem de îmbinare centrică a lamelelor în noduri. Rezultatele obţinute au fost valorificate prin proiectarea şi realizarea mai multor construcţii cu acoperiş lamelar din prefabricate încleiate, în colaborare cu unităţile beneficiare din oraşul Bistriţa, Ilva Mică şi oraşul Ştei precum şi prin elaborarea „Instrucţiunilor şi recomandărilor provizorii pentru proiectarea şi executarea acoperişurilor lamelare din prefabricate uşoare din lemn şi produse noi pe bază de lemn".

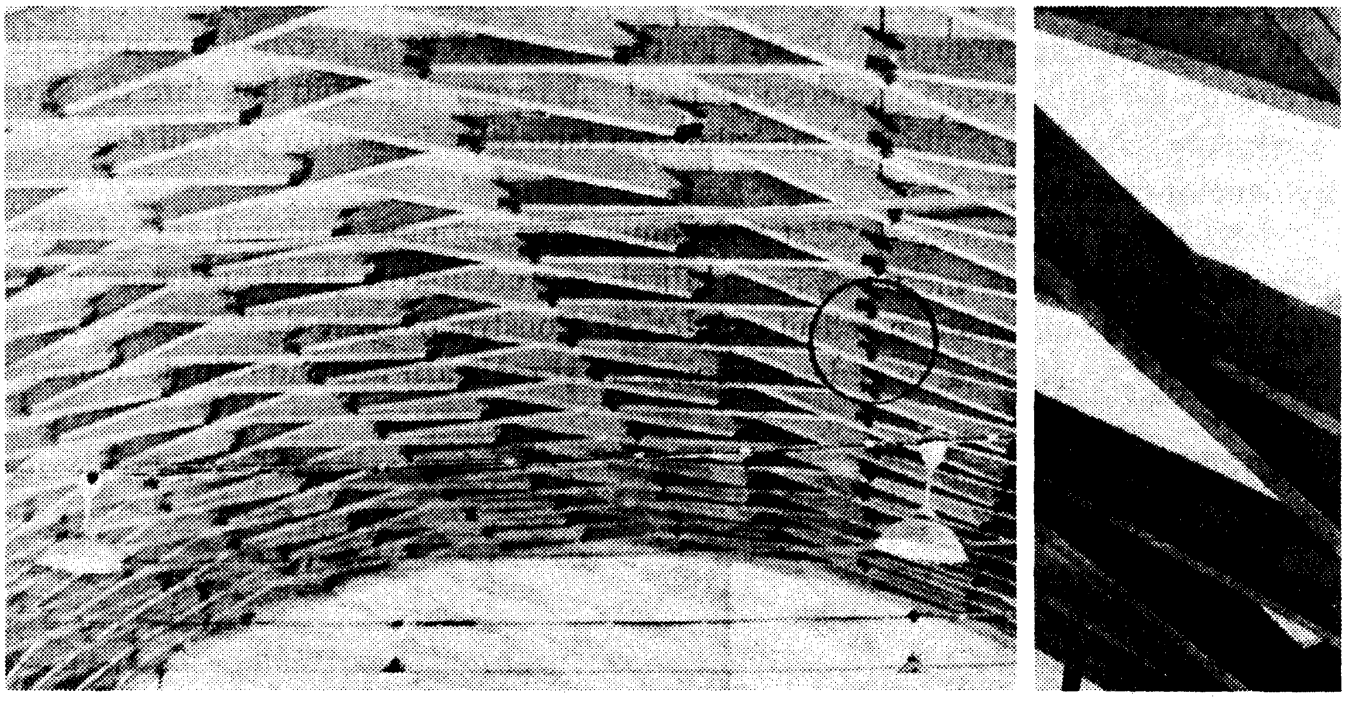


Fig. 6.15. Vedere generală a unui acoperiş lamelar din prefabricate uşoare, cu secţiune compusă din lemn şi produse noi pe bază de lemn asamblate prin încleiere (România).

În fig. 6.15 este ilustrată una dintre construcţiile realizate cu acoperiş lamelar, având deschiderile cuprinse între 20 şi 40 m. Noutatea tehnică a soluţiilor constructive adoptate constă în utilizarea, pentru prima dată în ţară, a unor lamele tipizate sub formă de prefabricate uşoare, cu secţiune compusă din lemn şi produse noi pe bază de lemn (placaj de construcţie etc.), realizate pe cale industrială, folosind procedeul de încleiere la cald cu ajutorul unor prese special proiectate în acest scop (fig 6.16). Îmbinarea lamelelor în noduri este realizată centric, cu ajutorul unor piese metalice speciale.

Dintre realizările mai recente în domeniul construcţiilor lamelare, se poate menţiona sala de gimnastică proiectată în cadrul Institutului de Proiectări Satu Mare şi realizată la Şcoala Sportivă din municipiul Satu Mare. Sala de gimnastică, cu dimensiunile în plan de 30 x 36 m, are structura lamelară realizată din lamele încleiate, care se descarcă în sens longitudinal pe o elevaţie încleiată din beton armat.

Stabilirea elementelor geometrice. Dimensiunile principale de gabarit ale acoperişurilor lamelare: deschiderea l, săgeata f, lungimea L se stabilesc în funcţie de

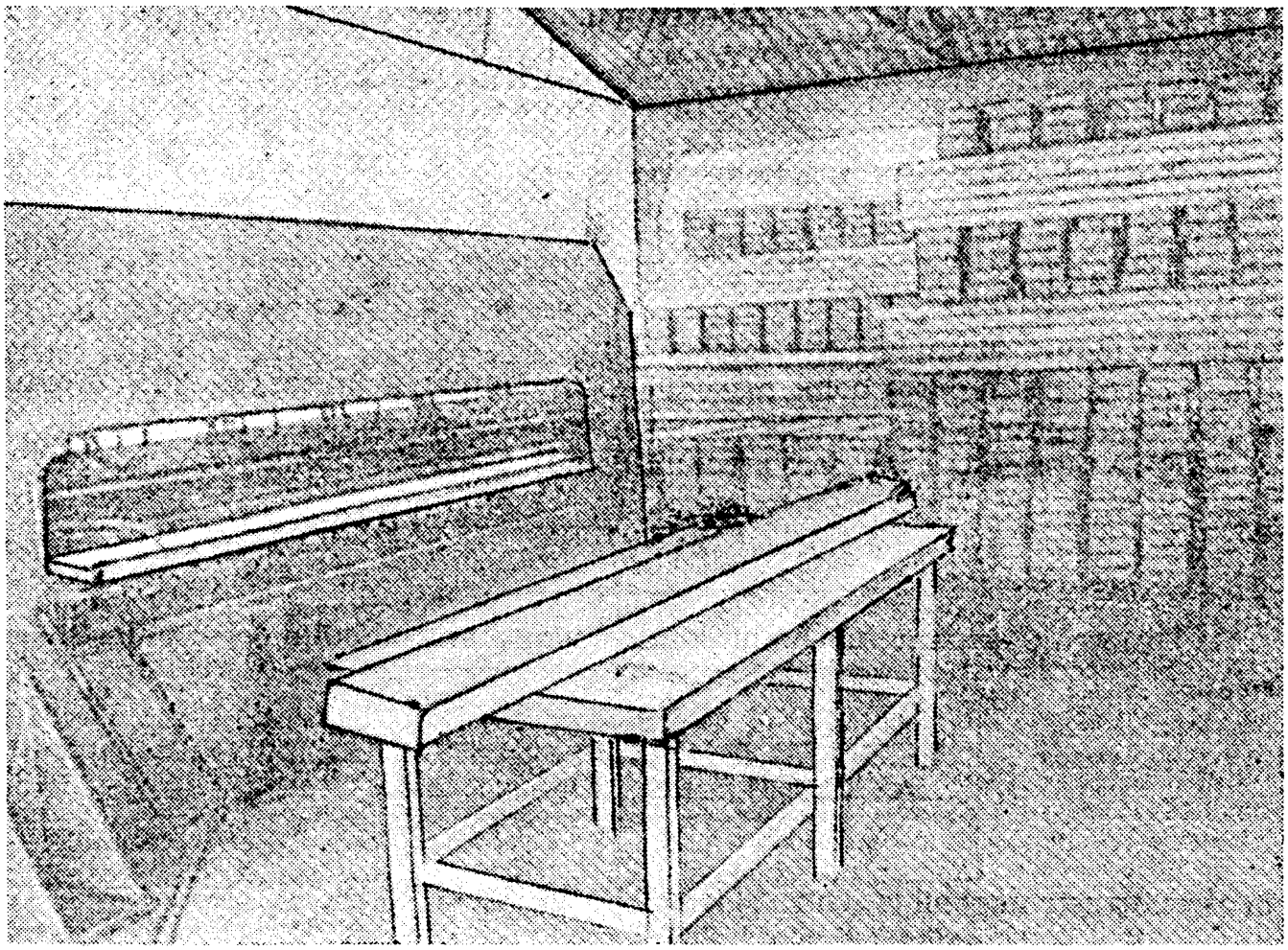
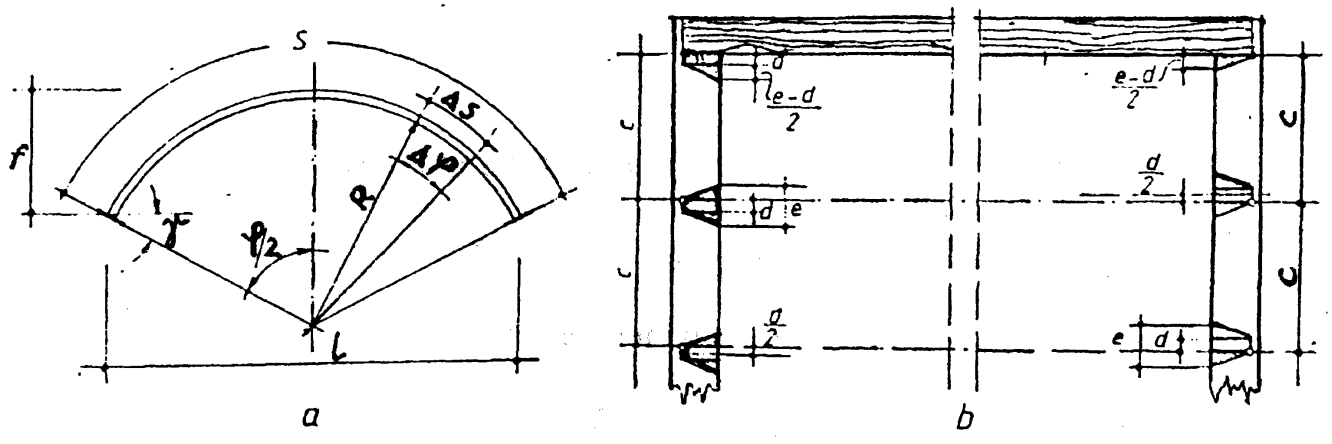


Fig. 6.16. Vedere generală cu instalația de presare și încleiere la cald și depozitul de prefabricate.

Stabilirea elementelor geometrice ale acoperișurilor lamelare este indicat să se facă pornind de la împărțirea lungimii arcului frontal S, sau a unghiului de centru φ, într-un număr întreg n (6–10) părți egale ΔS sau $\Delta\varphi$ (fig. 6.17). Având stabilite mărimile ΔS sau $\Delta\varphi$, se impune grosimea lamelei b și se obține distanța dintre lamele c de-a lungul generatoarei bolții, precum și forma și dimensiunile chertărilor de la reazem.



Dimensiunile lamelelor se stabilesc în funcţie de caracteristicile geometrice ale structurii, respectând condiţiile:

$$l/h \geq 10; \quad h/b \leq 4{,}5.$$

Unghiul de la centru φ al bolţii circulare este:

$$\sin\varphi/2 = l/2R, \tag{6.1}$$

unde: R este raza suprafeţei exterioare a bolţii;

l – deschiderea bolţii, măsurată între centrele nodurilor reţelei, în dreptul grinzilor de reazem.

Raza suprafeţei exterioare a bolţii (fig. 6.17, *a*) este:

$$R = l^2/8f + f/e. \tag{6.2}$$

Distanţa dintre centrele nodurilor de-a lungul arcului bolţii ΔS se stabileşte cu relaţia:

$$\Delta S = 2R\frac{\Delta\varphi}{2} \quad sau \quad S = \frac{\Delta S}{n}, \tag{6.3}$$

în care: $\Delta\varphi$ este unghiul la centru al lamelei bolţii ($\Delta\varphi = \varphi/n$);

S – lungimea arcului bolţii.

Pentru obţinerea unor dimensiuni economice pentru lamelele prefabricate din care se realizează structura spaţială şi pentru elementele învelitorii, se recomandă ca distanţa dintre centrele nodurilor c, pe grinda de reazem, să fie luată între 0,7 şi 1,5 m.

Mărimea unghiului φ dintre lamelele reţelei (fig. 6.10) este indicat să se ia de 45°, în care caz mărimea unghiului dintre muchiile inferioare ale lamelelor şi generatoarea bolţii rezultă de 67°30'. În aceste condiţii, caracteristicile geometrice ale reţelei şi ale lamelelor rezultă din calcul, în funcţie de modul de îmbinare a lamelelor în noduri (centrică sau excentrică).

Îmbinarea centrică. În cazul structurilor cu reţea rombică, distanţa dintre centrele nodurilor pe grinda de reazem este:

$$c = 0{,}414\Delta S - 1{,}08b, \tag{6.4}$$

unde: b este grosimea lamelei.

Proiecţia lungimii lamelei l_1 pe faţa inferioară rezultă (fig. 6.18):

$$l_1 = 2{,}61c. \tag{6.5}$$

Înclinarea f_1 a feţei superioare a lamelei este:

$$f_1 = R\left(1 - \cos\frac{\Delta\varphi}{2}\right) \tag{6.6}$$

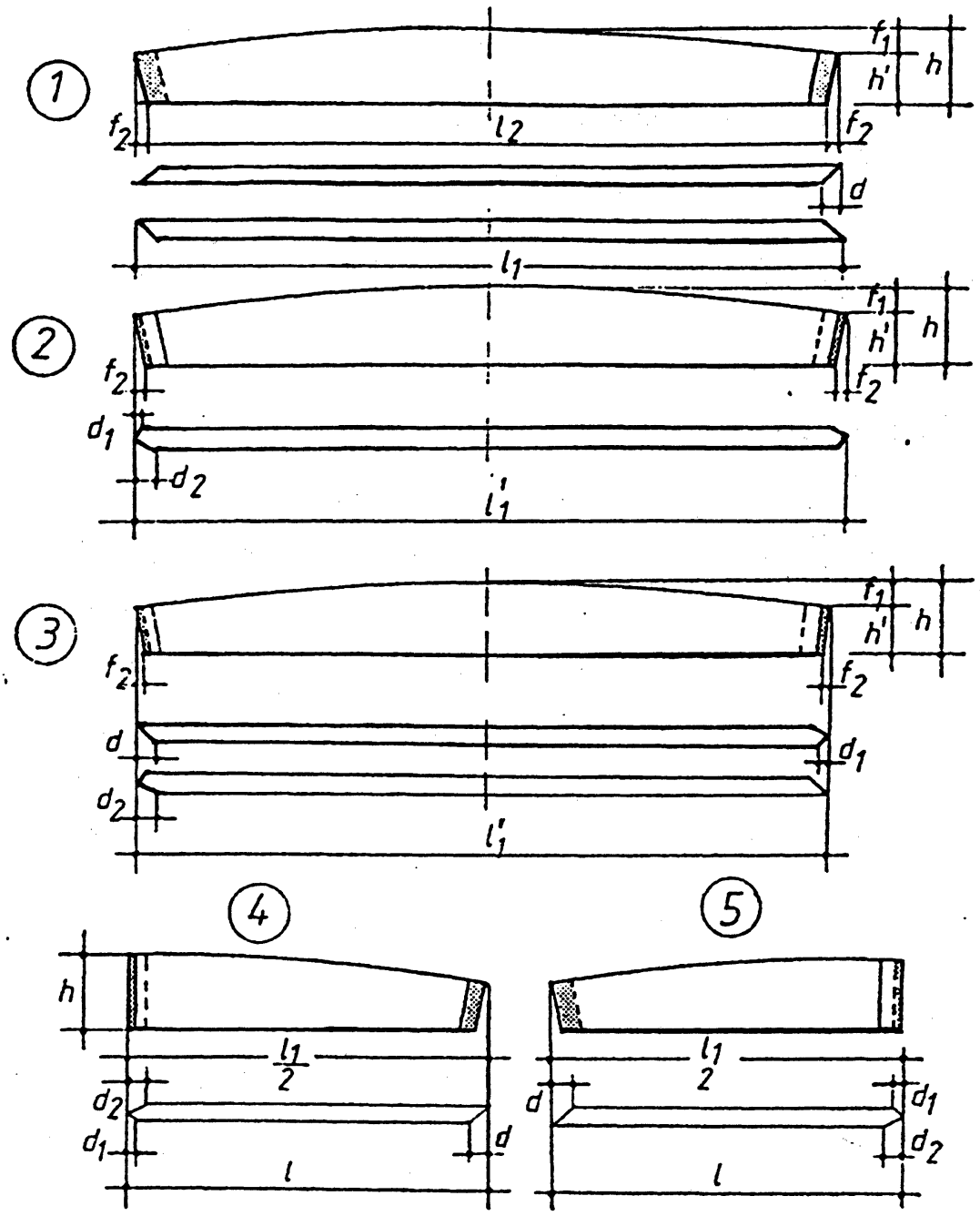


Fig. 6.18. Tipuri de lamele caracteristice pentru realizarea acoperișurilor lamelare.

Înclinarea frontală f_2 a feței laterale a lamelei este:

$$f_2 = \left(h - f_1\right) tg\beta, \tag{6.7}$$

unde: h este înălțimea secțiunii lamelei la jumătatea lamelei;
β – unghiul de înclinare, care se determină astfel:

$$\sin\beta = 1{,}08\frac{\Delta\varphi}{4}.$$

Lungimea lamelei la partea interioară este:

Dimensiunile chertării în grinzile de reazem (fig 6.17, *b*) rezultă din calcul astfel:

– unghiul de înclinare al chertării γ față de orizontală:

$$\gamma = 90^0 - \frac{\varphi}{2}; \tag{6.9}$$

– lățimea chertării a_c pe fața orizontală a grinzii:

$$a_c = a_c' \cos\gamma; \tag{6.10}$$

– înălțimea chertării h_c, pe fața verticală a grinzii:

$$h_c = a_c' \sin\gamma; \tag{6.11}$$

– adâncimea chertării a_c':

$$a_c' = a_c \sin\gamma; \tag{6.12}$$

– lungimea chertării în direcția grinzii de reazem:

$$d = 0{,}7b; \tag{6.13}$$

$$e = d + 2a_c'. \tag{6.14}$$

Îmbinarea excentrică. În cazul îmbinării lamelelor în noduri realizate excentric, lamelele întrerupte care vin în contact cu lamela continuă se prind cu o oarecare deplasare *s* față de mijlocul acesteia; mărimea deplasării *s* se alege astfel încât găurile pentru bulon, executate la capătul lamelelor, să nu atingă suprafețele teșite. Pentru cazul în care unghiurile dintre lamele păstrează valorile recomandate mai sus ($\varphi = 45°$ și $\alpha = 67°30'$), mărimea minimă a deplasării *s* rezultă din relația:

$$s = 2b + 3\text{cm}. \tag{6.15}$$

În consecință, lungimile lamelelor l_1 și l_2 cresc cu mărimea *s*.

Găurile se execută astfel încât între axa șurubului (bulonului) și axele lamelelor întrerupte în nod să se asigure un unghi de 90°. Pentru aceasta, la capetele lamelelor se execută găuri rotunde la *h*/2, având lățimea egală cu diametrul șurubului plus 4 mm, iar la mijloc o gaură alungită, cu aceeași lățime și o lungime care să permită introducerea liberă a șurubului sub unghiul dorit ($\approx 1{,}2\ b$).

În cazul în care înălțimea capătului lamelei este > 20 cm, se recomandă ca prinderea lamelelor în nod să se realizeze cu două șuruburi la *h*/3.

Îmbinarea lamelelor cu grinda de reazem se realizează cu ajutorul cuielor lungi de montaj și a șuruburilor de 12–14 mm diametru, prin intermediul unor pene de strângere din lemn.

Nodul de capăt, în care se realizează îmbinarea lamelelor cu arcul frontal, se formează din nodul curent, prin tăierea acestuia după axa care marchează fața

Reţeaua lamelară cu îmbinări centrice sau excentrice se realizează de obicei din cinci tipuri de lamele (fig. 6.18), din care una principală (stânga şi dreapta), iar celelalte patru derivate din prima.

6.5.3. CALCULUL STATIC

Acoperişul lamelar este un sistem de bare în spaţiu, multiplu static nedeterminat. Calculul static exact al reţelei lamelare este complicat şi conduce, în general, la un volum mare de operaţii matematice, implicând utilizarea maşinilor electronice de calcul. Din acest motiv, în practică se recurge la folosirea unei metode aproximative de calcul, bazată pe numeroasele studii teoretice şi experimentale privind comportarea structurilor lamelare sub acţiunea încărcărilor verticale şi orizontale.

Metoda aproximativă folosită pentru calculul acoperişurilor lamelare constă, de obicei, în separarea din reţeaua spaţială a unei fâşii transversale de lăţime c (fig. 6.19), care, în conformitate cu construcţia reazemelor şi cu forma conturului acoperişului, se calculează prin metode obişnuite, ca un arc cu două sau trei articulaţii încărcat cu sarcinile aferente. În acest caz, arcul convenţional se consideră cu aria secţiunii transversale A egală cu secţiunea a două lamele ($A = 2A_1$) şi cu un moment de inerţie I, egal cu momentul de inerţie al unei singure lamele ($I = I_1$). În calcul se admite de asemenea că în fiecare nod al reţelei bolţii lamelare, forţa axială N_0 este preluată de ambele lamele, iar momentul încovoietor M_0 numai de o singură lamelă, continuă în nod.

După această metodă aproximativă de calcul, poziţia oblică a lamelelor în raport cu planul de acţiune al forţelor care acţionează asupra arcului convenţional se

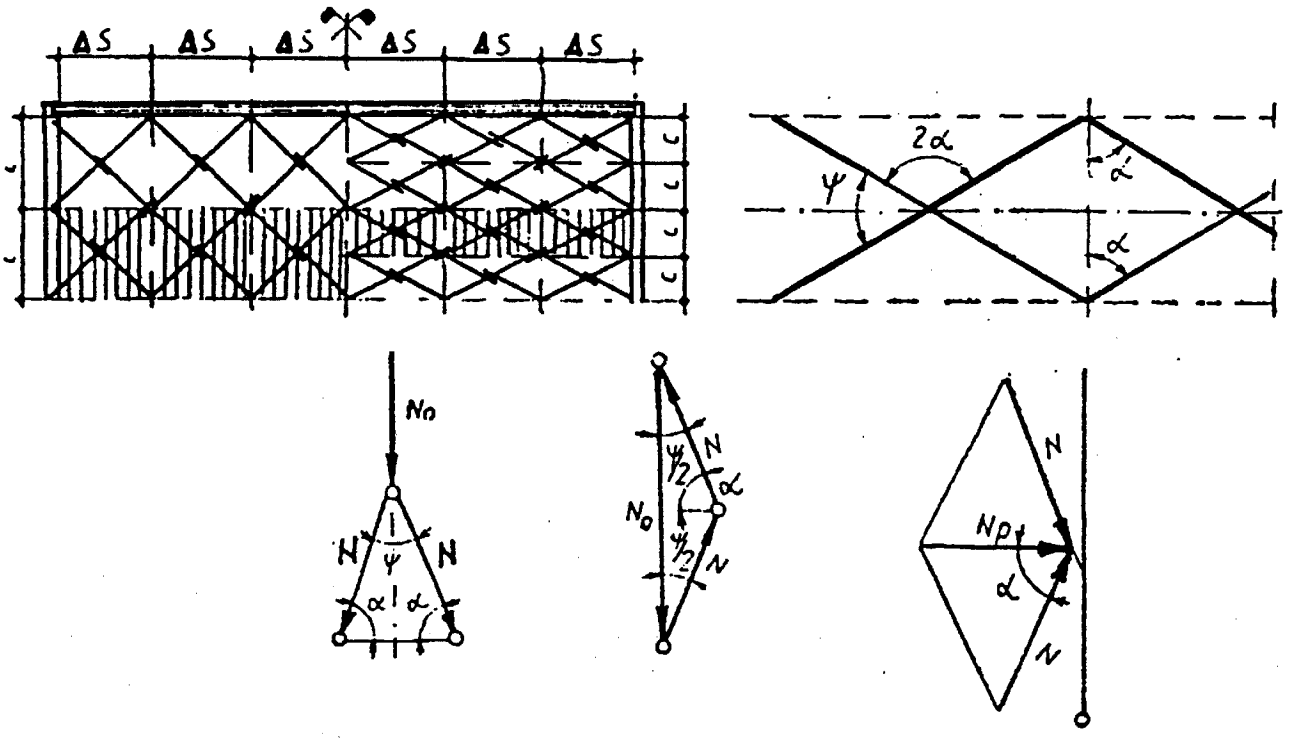


Fig. 6.19. Schema simplificată de calcul a bolţii lamelare.

ia în consideraţie prin împărţirea eforturilor N_0 şi M_0, rezultate din calcul, cu sinusul unghiului α pe care-l face direcţia lamelelor cu generatoarea bolţii:

$$M_l = M_0 / \sin\alpha, \tag{6.16}$$

$$N_l = N_0 / 2\sin\alpha, \tag{6.17}$$

unde: M_0; N_0 reprezintă momentul încovoietor şi forţa axială determinate pentru arcul convenţional;

M_l; N_l – momentul încovoietor şi forţa axială care revin unui şir din lamelele reţelei spaţiale.

Datorită comportării spaţiale a lamelei în structura acoperişului şi a prezenţei frontoanelor care influenţează pozitiv rigiditatea generală a structurii lamelare, valoarea momentului încovoietor M_l, determinată cu relaţia (6.16), suferă unele corecţii. În calcul, acţiunea de descărcare a frontoanelor rigide se introduce prin luarea în consideraţie a unui coeficient de corecţie k_f, ale cărui valori sunt date în tabelul 6.1., în funcţie de raportul L/S, L fiind distanţa dintre frontoane, iar S lungimea arcului în secţiunea transversală a bolţii (fig. 6.17, *a*).

Tabelul 6.1

Coeficientul de corecţie k_f

L/S	1	1,5	2,0	2,5
k_f	2,0	1,4	1,1	1,0

Momentul încovoietor de calcul care revine unui şir de lamele se determină cu relaţia:

$$M = M_0 / k_f \sin\alpha. \tag{6.18}$$

În condiţiile menţionate mai sus, verificarea efortului unitar normal în lamela continuă, solicitată la compresiune cu încovoiere, se face cu relaţia:

$$\sigma = \frac{N}{2A_n \sin\alpha} + \frac{M_0}{k_f \xi W_n \sin\alpha} \cdot \frac{\sigma_{ac}}{\sigma_{ai}} \le \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{6.19}$$

în care: N_0; M_0 reprezintă forţa axială, respectiv momentul încovoietor determinat pentru arcul convenţional, în ipoteza de încărcare cea mai defavorabilă;

A_n; W_n – aria secţiunii transversale şi modulul de rezistenţă nete ale lamelei la mijlocul lungimii ei;

α – unghiul dintre axa longitudinală a lamelei şi generatoarea bolţii;

ξ – un coeficient care ţine seama că lamela lucrează la compresiune prin încovoiere:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \frac{M_0}{2A_n \sin\alpha \sigma_{ac}},$$

unde: λ este coeficientul de zvelteţe al bolţii;

σ_{ac}; σ_{ai} – rezistenţa admisibilă la compresiune, respectiv la încovoiere a

Coeficientul de zvelteţe al arcului fictiv se determină în mod obişnuit, ţinând seama de conlucrarea spaţială a lamelelor, care se introduce în calcul printr-un coeficient de corecţie, subunitar, egal cu 0,7:

$$\lambda = \frac{0{,}7 l_f}{\sin\alpha\sqrt{I_{br}/2A_{br}}} = \frac{3{,}5 l_f}{\sin\alpha \cdot h}, \tag{6.20}$$

unde: l_f este lungimea de flamaj a arcului bolţii, care se ia;

$l_f = 0{,}5S$, în cazul încărcării nesimetrice;

$l_f = 0{,}6S$, în cazul încărcării simetrice.

Când valoarea efortului unitar normal din încovoiere nu depăşeşte 10% din valoarea efortului unitar corespunzător forţei axiale, lamelele se verifică la stabilitate cu formula:

$$\sigma = N_0 / \varphi 2 A_{br} \sin\alpha \le \sigma_{ac}\left(R_c\right), \tag{6.21}$$

în care φ este coeficientul de flambaj, care se determină pentru acelaşi coeficient de zvelteţe λ.

În cazul structurilor lamelare din prefabricate încleiate cu secţiune compusă din lemn şi produse noi pe bază de lemn (placaj de construcţii etc.), caracteristicile de calcul A şi W sunt:

$$A = A_t + A_i \frac{1}{n}, \tag{6.22}$$

$$W = \frac{2 I_{calc}}{h}, \tag{6.23}$$

unde: A_t; A_i reprezintă aria secţiunii transversale a tălpilor şi a inimilor (pereţilor) subţiri;

$n = E_t / E_i$ – raportul dintre modulele de elasticitate ale materialelor din care se realizează tălpile, respectiv inima;

$I_{calc} = I_t + I_i \frac{1}{n}$ – momentul de inerţie de calcul, I_t şi I_i fiind momentele de inerţie ale tălpilor, respectiv ale inimii subţiri.

Se impune, de asemenea, verificarea lamelei la acţiunea forţei tăietoare Q, considerând-o ca o grindă simplu rezemată, acţionată la mijlocul deschiderii de forţe concentrate. Valoarea forţei tăietoare se determină din condiţia de echilibru, ţinând seama că în orice nod al reţelei, momentul încovoietor este preluat numai de lamela continuă, precum şi de efectul conlucrării spaţiale şi solicitării compuse. În aceste condiţii, forţa tăietoare de calcul Q se determină cu relaţiile:

– în cazul prinderii centrice:

$$Q = 2M_0 / \xi k_f \sin\alpha l_1; \tag{6.24}$$

– în cazul prinderii excentrice:

În cazul lamelelor încleiate cu secţiune compusă, verificarea inimii la forfecare se face astfel:

$$\tau = QS_x / I_{calc} 2\delta \le \tau_{af}\left(R_f\right), \tag{6.26}$$

unde: S_x este momentul static al secţiunii în raport cu axa neutră:

$$S_x = A_t \frac{h_0}{2} + \frac{1}{n}\frac{2h'}{8}.$$

Verificarea rosturilor încleiate între inimă şi tălpi:

$$\tau = QS_t / I_{calc} 2h_r \le \tau_{af}\left(R_f\right), \tag{6.27}$$

unde: S_t este momentul static al tălpilor în raport cu axa neutră;
h_r – înălţimea rostului încleiat (înălţimea tălpii).

Prinderea asterelii de reţeaua lamelară şi arcele frontale se face astfel încât să se asigure preluarea efortului longitudinal:

$$N_1 = N_0 ctg\alpha \tag{6.28}$$

Construcţia frontoanelor rigide precum şi racordarea reţelei lamelare de acestea, trebuie să se verifice la următoarea încărcare:

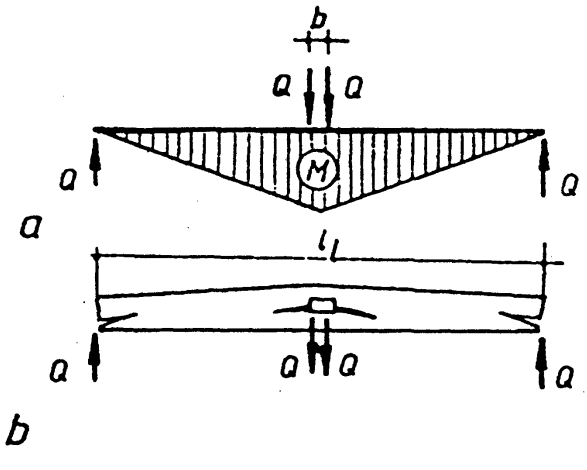
$$q_f = \frac{qL}{2}\left(1 - \frac{2}{3k_f}\right), \tag{6.29}$$

unde: L este distanţa dintre arcele frontale, considerată în calcul cel mult egală cu 2,5S.

În cazul în care acoperişul lamelar se descarcă pe cadre longitudinale de beton armat, grinzile de reazem se verifică la încovoiere oblică, în funcţie de modul de rezemare.

6.5.4. EXECUŢIA BOLŢILOR LAMELARE

Bolţile lamelare fiind construcţii în spaţiu alcătuite din elemente tipizate (prefabricate), se caracterizează în general printr-un grad ridicat de mecanizare a lucrărilor de execuţie, atât a lamelelor, cât şi a acoperişului în ansamblu.



Caracteristica principală a unei structuri lamelare, executată din lamele cu secţiune simplă (din dulapi), constă în aceea că lucrările legate de confecţionarea lamelelor se pot realiza în orice atelier de tâmplărie, fără să reclame o mână de lucru cu calificare superioară. Excepţie de la această regulă fac structurile realizate din lamele prefabricate din lemn încleiat sau din lemn şi placaj de construcţie, care nu pot fi realizate decât în

Confecţionarea tipurilor de lamele caracteristice bolţilor lamelare se face cu ajutorul unor şabloane pregătite în prealabil. De regulă, cele 5–7 tipuri constructive de lamele se obţin dintr-un singur tip de lamelă (tipul de bază), având dimensiunile *l* şi *h* stabilite în funcţie de caracteristicile geometrice ale bolţii.

După confecţionarea tipurilor de lamele caracteristice, corespunzătoare sistemului de îmbinare ales, se trece la marcarea şi executarea locaşurilor în grinzile de reazem (cosoroabe), iar apoi la montarea arcelor fronton şi a reţelei spaţiale propriu-zise.

Pentru montarea şi susţinerea reţelei bolţii în timpul asamblării se utilizează, de obicei, eşafodaje simple de inventar, schele mobile sau sprijiniri izolate din ţevi metalice. Cele mai indicate, mai ales în cazul deschiderilor relativ mari, sunt eşafodajele mobile (fig. 6.21).

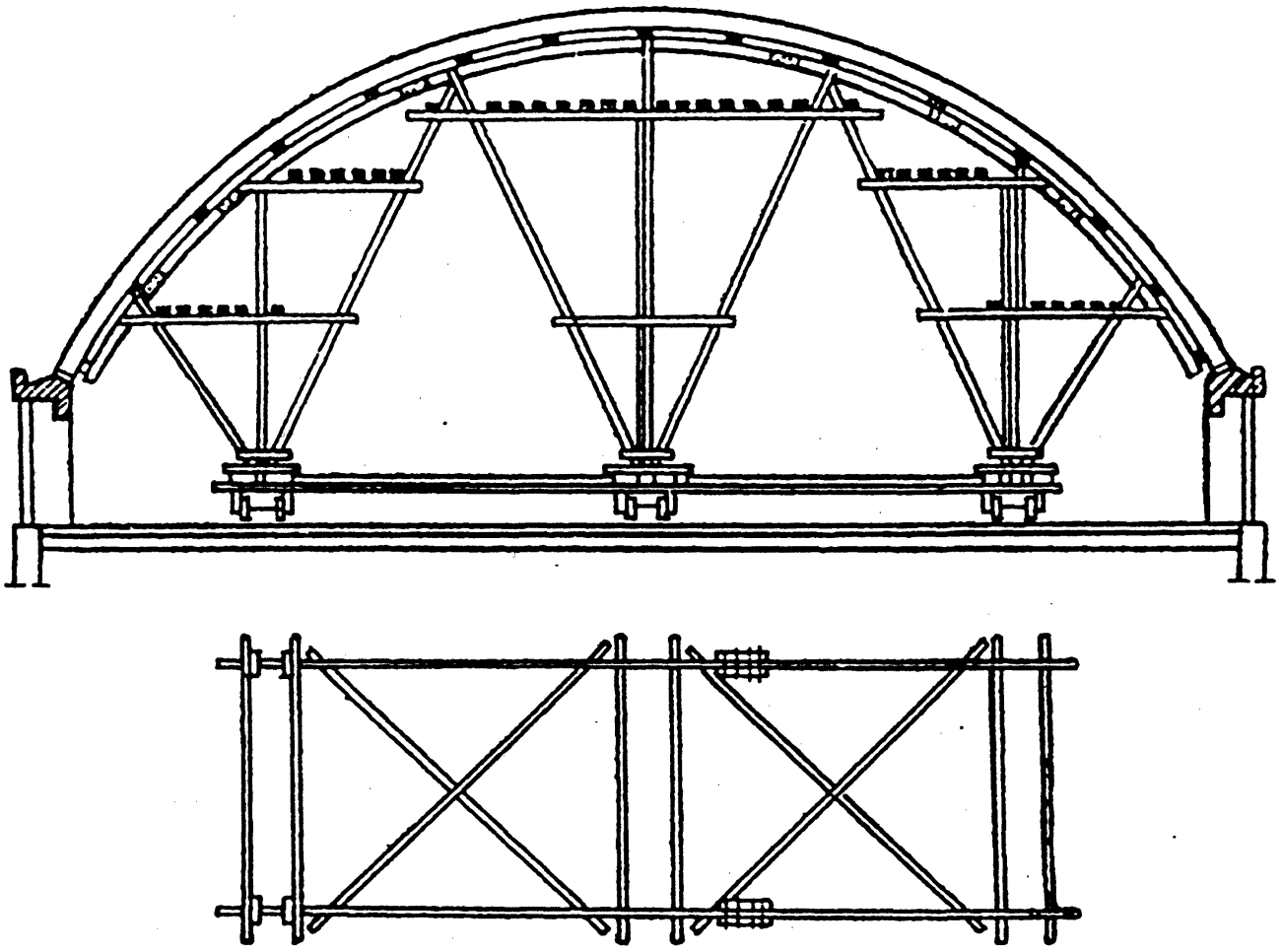


Fig. 6.21. **Schelă mobilă folosită la executarea bolţilor lamelare.**

Datorită simplităţii montajului lamelelor, acoperişurile lamelare se pot realiza într-un timp relativ scurt, cu o echipă de muncitori cu calificare medie.

6.6. CUPOLE DIN ELEMENTE PLANE

Cupolele din elemente plane dispuse radial sunt construcţii spaţiale realizate dintr-un număr oarecare de arce cu trei articulaţii. Arcele folosite pot fi cu zăbrele

inferioară pe o grindă inelară de beton armat sau metal, care la rândul său poate rezema pe ziduri portante, stâlpi sau direct pe o fundaţie supraînălţată de formă specială, când împingerea este preluată de aceasta din urmă.

În prezent, datorită avantajelor pe care le prezintă lemnul încleiat în realizarea construcţiilor de peste hotare, o dezvoltare deosebit de mare au căpătat cupolele executate din arce încleiate. Având în vedere multiplele avantaje pe care le prezintă structurile din arce încleiate în comparaţie cu cele realizate în varianta tradiţională (arce cu zăbrele sau cu inima plină bătute în cuie), utilizarea lor la executarea cupolelor devine foarte avantajoasă, mai ales în cazul deschiderilor mari.

În fig. 6.22 se prezintă schema şi detaliile constructive caracteristice ale unei cupole din arce încleiate dispuse radial. Deschiderea ca şi celelalte caracteristici geometrice de bază ale cupolelor realizate din arce dispuse radial sunt asemănătoare cu cele ale arcelor cu trei articulaţii.

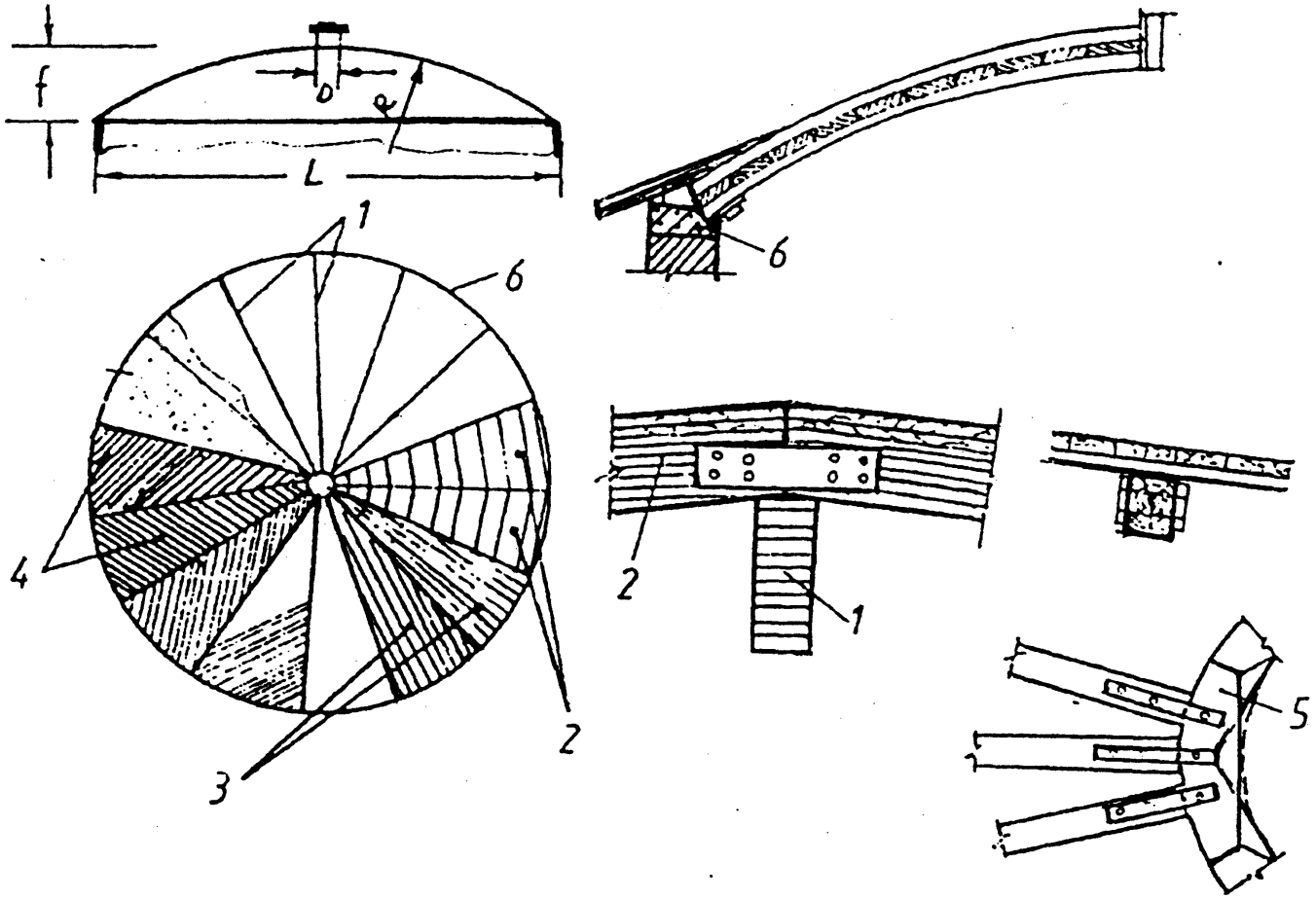


Fig. 6.22. Schema şi detaliile constructive caracteristice unei cupole realizate din arce încleiate: *1* – arce încleiate; *2* – pane inelare; *3* – podină radială; *4* – podină oblică; *5* – inel superior; *6* – inel de reazem.

Folosirea arcelor încleiate la realizarea cupolelor, mai cu seamă în cazul deschiderilor mari, este din ce în ce mai mare. Un exemplu în acest sens îl poate constitui stadionul acoperit cu o cupolă din arce cu trei articulaţii din lemn încleiat de 92,2 m diametru şi cu o săgeată de $f = 18{,}7$ m, realizat în S.U.A. (fig. 6.23).

Scheletul principal de rezistenţă al cupolei este compus din 36 de semiarce şi 19 inele dispuse la 2,32 m distanţă între ele, dimensiunile secţiunii transversale a arcelor încleiate fiind numai de 18 x 41 cm, iar ale elementelor inelare de la 18 x 29 cm până

Pentru asigurarea unei contravântuiri spațiale între arcele dispuse radial și inelele cupolei, se prevăd elemente de contravântuire din oțel rotund dipuse în cruce. Fiecare semicerc se compune din trei tronsoane de 15,5 m, care se asamblează la fața locului. La partea superioară, semiarcele se reazemă pe un inel central din metal cu $D = 5{,}6$ m, iar partea inferioară, pe un cadru format dintr-o grindă inelară din beton armat susținută de 36 stâlpi, tot din beton armat.

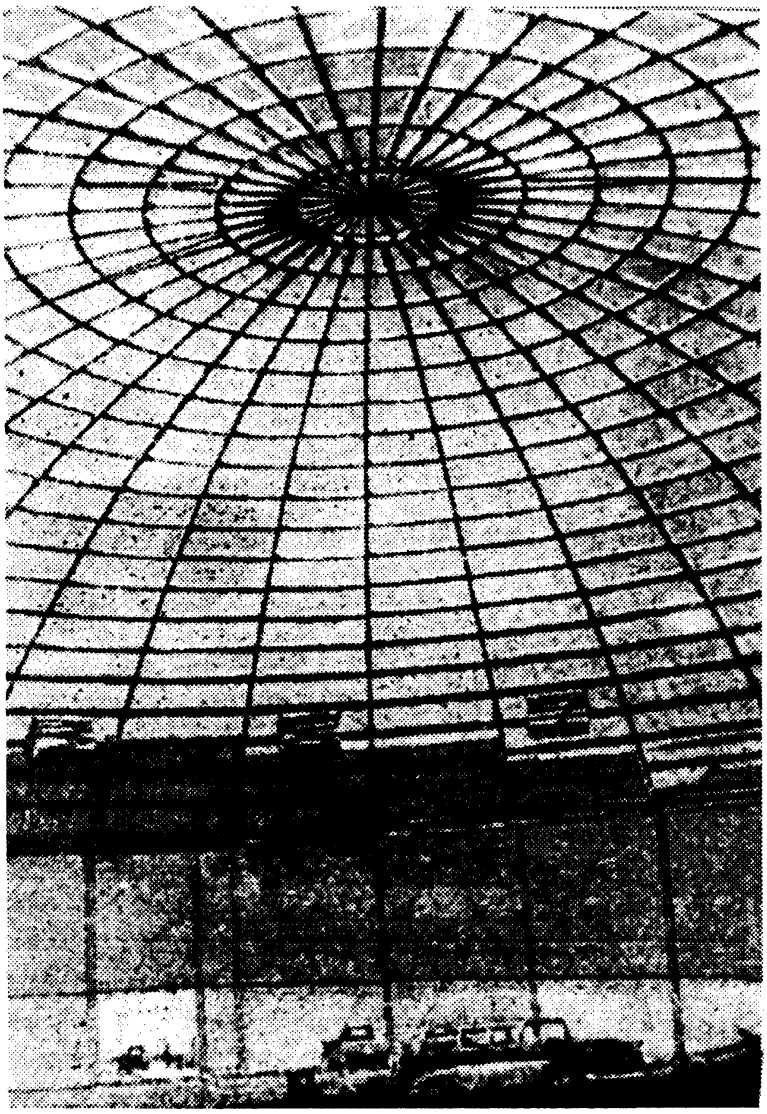


Fig. 6.23. Construcția unei cupole din arce încleiate, cu $D = 92{,}2$ m (S.U.A.).

Calculul cupolelor sistem radial, în cazul încărcărilor verticale simetrice, se poate face în mod simplificat prin descompunerea cupolei în arce cu trei articulații plane, încărcate cu sarcini aferente. În cazul încărcării orizontale din vânt sau verticale nesimetrice, arcele trebuie considerate ca elemente înclinate, având reazemele elastice.

În scopul asigurării unei rigidizări spațiale cât mai bune a cupolei, cu toate că în calcul se neglijează influența conlucrării dintre elementele secundare ale acoperișului (pane inelare, podina încrucișată și astereala) cu elementele principale ale structurii (arce), se impune ca această conlucrare spațială să fie realizată cu multă grijă. În acest sens, panele inelare se îmbină între ele și se prind de arcele radiale la partea superioară, obținându-se poligoane închise, suficient de rigide. În afară de aceasta, în cazul deschiderilor mari, se impune executarea unei contravântuiri spațiale suplimentare din bare de oțel, dispuse în anumite porțiuni. Totodată, podina oblică se execută din două straturi de scânduri suprapuse, prinsă în cuie de scheletul propriu-zis.

6.7. CUPOLE GEODEZICE. PARTICULARITĂȚI CONSTRUCTIVE

Prin cupolă geodezică se înțelege o structură spațială formată din bare, dispuse pe suprafețe cu dublă curbură, care se reazemă spațial unele pe altele și lucrează în principal la eforturi axiale.

Particularitatea constructivă, de o importanţă practică deosebită a acestor structuri spaţiale alcătuite din bare, constă în faptul că prezintă o rigiditate maximă la un consum minim de materiale. Prin aceasta se explică amploarea mare pe care au căpătat-o aceste structuri moderne, mai ales în ultimul timp, la construcţii cu destinaţii dintre cele mai variate.

În construcţiile de lemn, cea mai mare extindere au căpătat-o cupolele geodezice obţinute prin intersecţia arcelor de cerc după trei direcţii, sub un unghi de 60° (fig. 6.24, *a*). Nodurile din câmp curent ale unei cupole geodezice în care se întâlnesc 6 bare, se realizează cu ajutorul unui dispozitiv (detaliu) metalic (fig. 6.24, *b*). Ca exemplu în acest sens îl poate servi cupola de 66 m diametru din fig. 6.24, *c*.

Un alt tip de cupole geodezice se realizează din inele de diferite diametre, îmbinate între ele prin intermediul unor elemente dispuse după traiectorii curbilinii, formând în plan triunghiuri (fig. 6.25 *a*). Vederea interioară este prezentată în fig. 6.25, *b*.

Cupolele geodezice reprezintă soluţii constructive moderne care se pot aplica, cu foarte bune rezultate din punct de vedere tehnico-economic, la construcţii de mare deschidere (60–100 m), având forma în plan circulară.

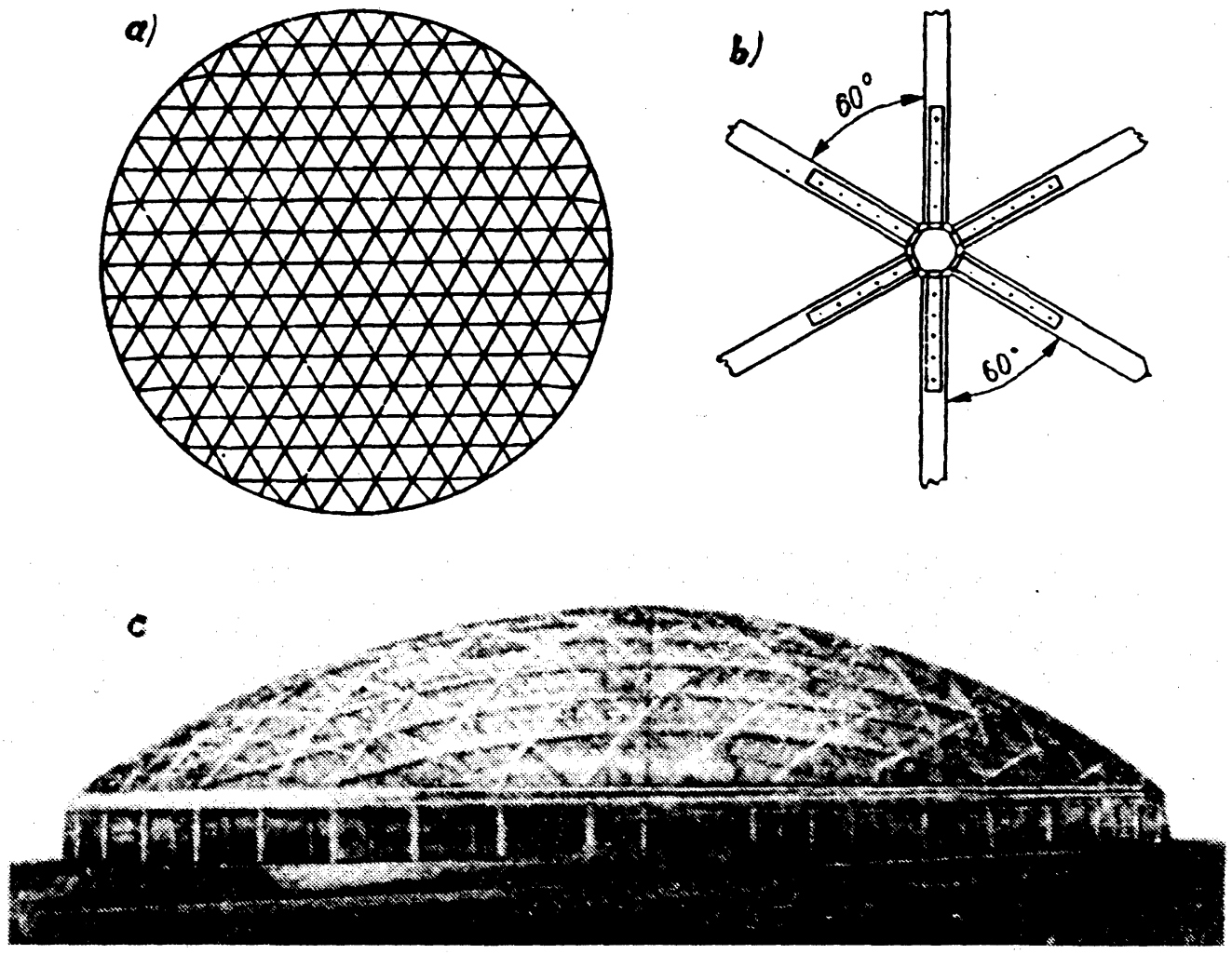


Fig. 6.24. Cupolă geodezică:
a – schemă constructivă în plan; *b* – construcţia nodurilor de bază;

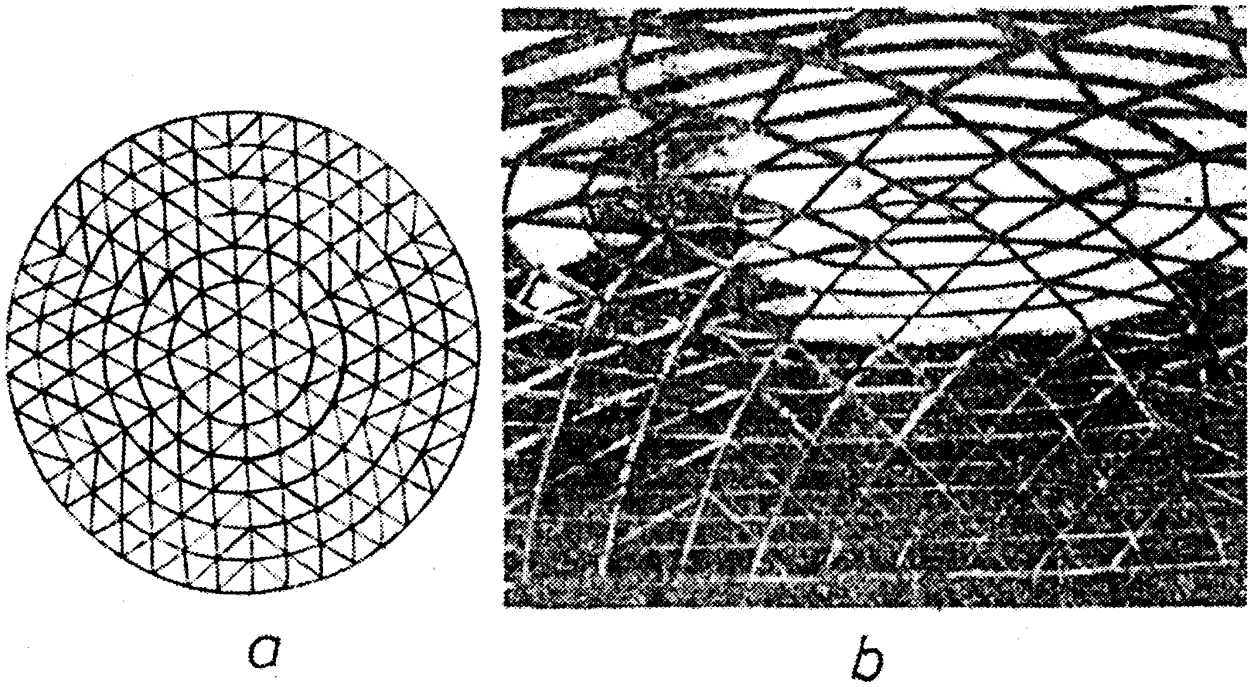


Fig. 6.25. Cupolă formată din inele îmbinate prin intermediul nervurilor dispuse după două direcții: *a* – schema constructivă în plan; *b* – vederea generală a cupolei.

BIBLIOGRAFIE

1. BOND, D. *Reinforsed plywood beams.* In: Civ. Engng. Publ. Works Rev. 60, oct., 1965.
2. BÂKOVSKI, V. I. *Issledovanie pomerecinogo izghida derevianâh, bagrusiev.* In: Gosudarstvennoe izd-voliteraturî postroitelstvu i arhitekture, 1958.
3. BÂKOVSKI, V. I. *Opredelenia dlitelinoi procinosti drevesinî na osnove issledovannia deformații posledeistvia.* In: I.T.F., A.N.S.S.R., 1954.
4. BELIANKIN, F. P. *Deformativnosti i suprotivliaenosti drevesinî kak uprugo-viazko-plasticiskogo telo.* In: Izd-vo A.N. USSR, 1955.
5. CAMPREDON, I. *Les bois, matériau de la construction modern.,Paris, 1958.*
6. CAMPREDON, I. *Idées actuelles sur la conception des charpantes en bois.* In: Revue du Bois et de ses Aplications, Paris, 1960.
7. DIRECȚIA MONUMENTELOR ISTORICE: Plopiș, Surdești și Rogoz, 1964.
8. DURR, F. *Zusammen fassung der bisherigen Erkenntnisse über das Kriechen von Zolz und Holzverbindungen.* Otto-Graf-Institut, Stuttgart, 1964.
9. DICKEL K. *Der Nagel in Ingenieurholzban.* In: Der Bau und Bauindustrie, 1964.
10. EGNER, H. *Versuche über die tragfähigkeit und bestendigkeit von Schrägverleimungen.* Otto-Graf-Institut, 1964.
11. EGNER, K. și SINN, H. *Vertraglichkeit von Holz schutzmitteln mit im Bauwesen üblichen Leimen.* Otto-Graf-Institut, Stuttgart, 1966.
12. FILPOVICI, I. *Studiul lemnului.* Vol. I, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1964.

17. GHEORGHE, M. și ROȘU, C. *Cleiuri, lacuri și vopsele pentru industria lemnului.* București, Editura Tehnică, 1962.
18. GATTNAR, A. și TRYSNA, Fr. *Holzerne Dach und Hallenbeton.* Berlin, 1961.
19. GIULIAN, C. I. *Mit și cultură.* București, Editura Academiei R.S.R., 1968.
20. HAȘEGANU, M. *Geografia economică a Republicii Socialiste România.* București, Editura Academiei R.S.R., 1957.
21. IVANOVA, E. K. *Kleenâe derevianâe Konstrukții.* Moscova, 1961.
22. IACOB, Șt. și GHELMEZIU, N. *Execuția și utilizarea în construcții agricole zootehnice a cadrelor din lemn lamelat încleiat.* In: Industria Lemnului, nr. 11, nov., 1962.
23. IVANOV, V. F. *Konstrukții iz dereva plastmas.* Leningrad, 1966.
24. I. D.T. *Construcții din lemn. Principii noi pentru calculul construcțiilor din lemn.* București, 1953.
25. IVANOV, V. A. *Derevianâe Konstrukții,* Kiev, Gosstroizdat, 1962.
26. KARLSEN, G. G., BOLȘAKOV, V. V. și KAGEN, M. E. *Dereviannâe Konstrukții.* Moscova, 1961.
27. KLIOTIS, G. Ia. *Sovremenoe sostoianie i perspektivâ nozvitia stroitelinâh konstrukții zarutejom.* Moscova, 1969.
28. KOLMAN, F. *Zeit und Festigkeit.* In: Holz-Zentralblatt, nov. 1969.
29. KURIANIN, N. N. *Osnovi rasceta tonkostennâh Konstrukții.* Moscova, Gosizdat, 1980.
30. KETCHUM, V. *Use of timber in Engineering Constructions.* In: Wood Working, Ind., Anglia 17, iun. 1980.
31. KRAML, I. *Virob drevenych lepenich konstrukzii.* In: Poznenii Staoby, R.S. C., nr. 6, ian., 1987.
32. KAISER, K. *Klebholzhalle für chimische material.* In: Erzengnislage, Bauethnik, R. F. G. 34, 1987.
33. KETCHUM, V. *Use of timber in Engineering Constructions.* In: Wood, Working, Ind., Anglia 17, 1985.
34. STOLZ, LEHMAN. *Ingenieurholzbau.* Stuttgart, B. G. Tuebner Verlagdgesellschaft, 1959.
35. LASEV, P. I. și PETROV, S. G. *Chimia rășinilor sintetice.* București, Editura Tehnică, 1964.
36. LILLY, W. E. *The Design of Plate Girders and Columns.* 1908.
37. MATEUS, I. E. *Bases paradimensionamente de constructuras de madeira.* Lisabona, 1981.
38. MARUSCIAC, D. *Construcții moderne din lemn.* București, Editura Tehnică, 1985.
39. MARUSCIAC, D. *Construcții de lemn.* Institutul Politehnic Cluj-Napoca, 1973.
40. MARUSCIAC, D. COMȘA E. *Studiul teoretic și experimental asupra grinzilor încleiate cu inima din placaj de construcție.* In: Buletinul științific al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, 1966.
41. MARUSCIAC, D. *Elemente de construcție din lemn cu eforturi inițiale.* In: Buletinul științific al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, 1965.
42. MARUSCIAC, D. *Experimentări privind comportarea mecanică și elastică a grinzilor din lemn încleiat.* In: Buletinul științific al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, 1969.
43. MARUSCIAC, D. *Cercetări privind comportarea mecanică și elastică a grinzilor din lemn lamelat încleiat la încărcări statice de lungă durată.* In: Buletinul științific al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, 1971.
44. MARUSCIAC, D. *Cercetări experimentale privind comportarea grinzilor din lemn încleiat la încărcări statice repetate.* In: Buletinul științific al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, 1972.
45. MARUSCIAC, D. și TUTU, L. *O soluție constructivă eficientă din arce cu trei articulații din lemn încleiat pentru depozite de meterii prime.* In: Buletinul științific al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, 1975.
46. MARUSCIAC, D. și TUTU L. *Structuri spațiale din prefabricate încleiate din lemn și produse noi pe bază de lemn.* In: Buletinul științific al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, 1975.
47. PARKER, HENRY. *Simplified desing of structural timber.* New York–Londra, 1963.
48. RICHARDS, D. B. și COAL, B. M. *New and Joint method broodens marke for short pieces.* In: Wood Products, nov., 1983.